

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'assainissement

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT
DE LA VILLE DE SOUAGUI (W.MEDEA)**

Présenté par :
M^r ELHABBAS Ismail

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^{me} B.TOUAIBIA	PROFESSEUR	Présidente
M^{me} F.AMMOUR	MA.A	Examinatrice
M^r A.BOUFEKANE	MA.A	Examineur
M^r M.DJELLAB	MC.B	Examineur
M^r A.AMMARI	MA.A	Examineur
M^{me} N.ZENDAGUI	INGENIEUR EN CHEF	Promotrice

Juillet-2012

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à ma promotrice Mme ZENDAGUI pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, plus précisément mon groupe de travail Zahra, Abderrahmane Mourad et Samir.

Je remercie vivement mes enseignants qui ont contribué à ma formation durant mon cursus à l'ENSH sans oublier tous le personnel de l'école

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Dédicace

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

*Mon père pour son amour, ses sacrifices, son soutien pour tous.
Merci.*

Mes frères : Amar, Ahmed, Hakim, Mustapha, Hamza.

Mes sœurs : Razika, Souad, Hayat, Saliha, Asma.

À tous mes amis sans exception

En un mot, à toute ma famille, mes amis et ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

ملخص:

إن الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة شبكة التطهير لمدينة السواقي (ولاية المدية) حيث قمنا بتقدير المياه المستعملة و مياه الأمطار, ثم حددنا مخطط وضع هذه الشبكة آخذين بعين الاعتبار كل المعطيات المتعلقة بالمنطقة (طبوغرافيا, مناخ و مخطط العمران.....) وذلك بغية صرف المياه خارج المدينة في ظروف حسنة ووفقا للمقاييس المعمول بها و مع مراعاة الشروط الأساسية للحفاظ على البيئة و المحيط.

RESUME:

L'objectif principal de notre mémoire est l'étude du réseau d'assainissement de la ville de Souagui qu'est en pleine expansion.

C'est dans ce sens que nous avons évalué différents débits usées et pluviaux et tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données de la ville (topographie, plan d'urbanisation, climat) et assurer une évacuation de ces eaux en dehors de la ville et leurs rejet qui nuisent à l'environnement

ABSTRACT:

Our dissertation consists of making a study of cleansing network in Souagui city which is in a full expansion. Therefore, we have evaluated the different flows waters and we have made the evacuation network. more over, we tried to study the data of our city (topography and urbanization maps) and directing waters outside the city without harming our environment.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	01
------------------------------------	----

Chapitre I

Présentation de la ville De SOUAGUI

Introduction	02
I.1-Situation géographique	02
I.2-Données naturelles du site	04
I.2.1-Le relief	04
I.2.2 - Situation hydrogéologique.....	04
I.2.3-Situation géologique.....	04
I.2.4-Situation climatique.....	04
I.2.4.1 Température	04
I.2.4.2 Humidité	05
I.2.4.3 Les vents	05
I.2.4.4 Pluviomètre.....	05
I.3-Evolution de la population	07
I.4 -Situation hydraulique.....	07
I.4.1 Alimentation en eau potable.....	07
I.4.2 Assainissement	08
Conclusion.....	08

Chapitre II

calcul de base

Introduction	09
II.1- Etude hydrologique:	09
II.1.1-Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	09
II.1.1.1 Analyse des données statistiques.....	09
II.1.1.2 Calcul des caractéristiques de la série	10
II.1.2-Détermination de l'intensité moyenne de précipitation.....	10
II.1.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale) .	10
II.1.2.2 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari	14
II.2 Situation démographique.....	14
II.3 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins	15
II.4 Différents systèmes des réseaux d'assainissement.....	15
II.4.1 Système unitaire.....	16
II.4.2 Système séparatif.....	16
II.4.2.1 Réseau pluvial	16
II.4.2.2 Réseau d'eaux usées	16
II.4.3 Système pseudo séparatif.....	16
II.4.4 Choix du système d'assainissement	20
II.5 Schémas d'évacuation	20
II.5 .1 Schéma perpendiculaire	20
II.5 .2 Schéma par déplacement latéral	21
II.5 .3 Schéma transversal ou oblique	21
II.5 .4 Schéma par zone étagée	21

II.5 .5 Schéma radial	22
II.5.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	22
II.6-Evaluation du coefficient de ruissellement	23
II.6.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	23
II.6.2 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population.....	23
II.6.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	24
II.7 Coefficient de ruissellement pondéré.....	24
II.8 Calcul de la population de chaque sous bassin.....	25
Conclusion	27

Chapitre III

évaluation des débits

Introduction.....	28
III.1 Evaluation des débits d'eaux usées	28
III.1.1 Les eaux usées domestiques	28
III.1.2 Les eaux du service public	28
III.2 Evaluation de la quantité d'eaux usées a évacuer.....	28
III.2.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques.....	28
III.2.1.1 Evaluation du débit moyen journalier.....	29
III.2.1.2 Evaluation du débit de pointe	29
III.2.2 Estimation du débit des équipements.....	30
III.3 Evaluation des débits d'eaux pluviales	31
III.3.1-Méthode superficielle.....	31
III.3.1.1 Formules D'équivalences	33
III.3.1.2 Validité De La Méthode Superficielle	34
III.3.2 La méthode rationnelle	34
III.3.2.1 Hypothèses de la méthode rationnelle	34
III.3.2.2 Choix de la méthode	35
III.4 Application de la méthode rationnelle pour la ville de Souagui	35
III.4.1 Temps de concentration	35
III.4.2 Coefficient de correction (Minorateur)	36
Conclusion	37

Chapitre IV

calcul hydraulique

Introduction	38
IV. 1 Conceptions du réseau	38
IV. 2 Dimensionnements du réseau d'assainissement.....	38
IV.3 Modes de calcul.....	39
Conclusion.....	57

Chapitre V

ouvrages annexes

Introduction	58
V.1 les bouches d'égout	58
V.1.1 bouches à accès latéral	58
V.1.2 bouches à accès sur le dessus	58
V.1.3 Dimensionnement d'une bouche d'égout	59

V.2 ouvrages d'Accès au réseau (les regards)	61
V.2.1 Types des regards	61
V.2.1.1 Regard de visite	62
V.2.1.2 Regard de ventilation	62
V.2.1.3 Regard de jonction	62
V.2.1.4 Regard de chute	62
La chute verticale profonde	62
La chute toboggan	62
Dimensionnement des regards de chute	62
V.3 les déversoirs d'orage	66
V.3.1 Emplacement des déversoirs d'orage	66
V.3.2 Les types de déversoirs	66
V.3.2.1 Déversoir à seuil frontal	66
V.3.2.2 Déversoir à seuil latéral	67
V.3.2.3 Déversoir avec ouverture de radier	67
V.3.2.4 Déversoir siphonide	67
V.3.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage	68
V.4 bassin de décantation	70
V.4.1 différents types de bassin de décantation	70
V.4.1.1 Bassin de décantation circulaire	70
V.4.1.2 Bassin de décantation rectangulaire	71
V.4.2 Choix du procédé pour notre projet	71
V.4.3 Dimensionnement du bassin de décantation	72
V.4.4 Charges polluantes	72
V.4.5 Calcul des charges polluantes élimine	73
Conclusion	73

pose des canalisations

Chapitre VI

Introduction	74
VI.1 Emplacement des canalisations	74
VI.2 Exécution des travaux	74
VI.2.1 Vérification, manutention des canalisations	74
VI.2.2 Décapage de la couche de terre végétale et de goudrons	75
VI.2.3 Emplacement des jalons des piquets (piquetage)	75
VI.2.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	75
VI.2.5 Aménagement du lit de pose des canalisations	77
VI.2.6 La mise en place des canalisations	77
VI.2.7 Assemblage des conduites	78
VI.2.8 Essais sur les joints et les canalisations	78
VI.2.9 Exécution des regards	78
VI.2.10 Exécution des déversoirs d'orage	78
VI.2.11 Remblai des tranchées	79
VI.2.12 Pour le compactage	79
VI.2.13 Pour les travaux de finition	80
Conclusion	80

Chapitre VII

gestion et exploitation du réseau

Introduction	81
VII La connaissance du réseau	81
VII.2 Surveillance du réseau d'assainissement	81
VII.2 .1Les caractéristiques géographiques et géométriques.....	81
VII.2.2 Les caractéristiques hydrauliques	81
VII.3 Organisation de l'entretien du réseau	82
VII.3.1 Enlèvement des dépôts	82
VII.3.2 Détection des fuites	82
VII.3.3 Détection des eaux parasites	82
VII.3.4 Entretien des joints	83
VII.4 Exploitation du réseau.....	83
VII.4.1 Technique d'exploitation du réseau	84
VII.4.2 Curage mécanique des égouts visitables	84
VII.4.3 Curage des égouts non visitables.....	84
VII.4.3.1 Le procédé hydrodynamique	84
VII.4.3.2 Les procédés manuels de curage	85
VII.5 Gestion informatique du réseau	85
VII.6 Formation et protection des personnels	86
Conclusion	86

CONCLUSION GENERALE.....87

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Liste des tableaux

Chapitre I

Présentation de la ville de SOUAGUI

Tableau I.1 : Variation des températures.....	05
Tableau I.2 : Variation annuelle de l'humidité.....	05
Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	05
Tableau I.4 : Coordonnées de la station pluviométrique.....	06
Tableau I.5 : Précipitations moyennes mensuelle.....	06
Tableau I.5.1 : Scénario d'accroissement proposé.....	07
Tableau I.5.2 : Caractéristiques du réseau d'A.E.P.....	08

Chapitre II

calcul de base

Tableau II.1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	13
Tableau II.2 : Répartition de la population à différents horizons	15
Tableau II.3 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux	18-19
Tableau II.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	23
Tableau II.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	24
Tableau II.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	24
Tableau II.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin	25
Tableau II.8: Détermination du nombre d'habitants.....	26

Chapitre III

évaluation des débits

Tableau III.1 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées.....	29
Tableau III.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin.....	30
Tableau III.3 : Evaluation des débits des eaux usées domestique et des équipements.....	31
Tableau III.4: Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin	33
Tableau III.5 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle	36
Tableau III.6: Evaluation des débits total (usées et pluviale) pour chaque Sous bassins.....	37

Chapitre IV

calcul hydraulique

Tableau IV. 1 : dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 1	42
Tableau IV. 2 : dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 2	43
Tableau IV. 3 dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 3	44
Tableau IV.4 : dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 4	45
Tableau IV.5 : dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 5	46
Tableau IV.6 : dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 6	47
Tableau IV.7 : dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 7	48
Tableau IV.8 : dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 8	49
Tableau IV.9 : dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 9	50
Tableau IV.10 : dimensionnement des Collecteurs secondaires des sous bassins 1, 2,4	51

Tableau IV.11 : dimensionnement des Collecteurs secondaires de sous bassin 5	52
Tableau IV.12 : dimensionnement des Collecteurs secondaires de sous bassin 6	53
Tableau IV.13 : dimensionnement des Collecteurs secondaires des sous bassins 7 ,8	54
Tableau IV.14 : dimensionnement des Collecteurs secondaires de sous bassin 9	55
Tableau IV.15: dimensionnement de l'intercepteur 1	56
Tableau IV.16: dimensionnement de l'intercepteur 2	56

Chapitre V

les ouvrages annexes

Tableau V.1: dimensionnement des regards de chute	65
---	----

Liste des figures

Chapitre I

PrésRentation de la ville de SOUAGUI

Figure I.1 : Situations géographique de la ville de SOUAGUI.....	03
Figure I.2: Répartition mensuelle de Précipitations moyennes.....	06

Chapitre II

calcul de base.

Figure II.1 : Ajustement à la loi log normale	12
Figure II.2: Divers systèmes d'évacuation	17
Figure II.3 : Schéma perpendiculaire	20
Figure II.4 : Schéma par déplacement latérale	21
Figure II.5 : Schéma transversal ou oblique	21
Figure II.6: Schéma par zone étagée	22
Figure II.7:Schéma radial	22

Chapitre V

les ouvrages annexes

Figure V.1: Bouches d'égout.....	58
Figure V.2: Emplacement des bouches d'égout	59
Figure V.3 : Dimension d'une bouche d'égout.....	60
Figure V.4 Bassin circulaire.....	70
Figure V.5 Bassin rectangulaire	71

Chapitre VI

pose des canalisations

Figure VI.1: Bulldozer	75
Figure VI.2 : Pelle équipe en rétro	76
Figure VI.3: Coupe transversale d'une tranchée ave la mise en place de la conduite	77
Figure VI.4: Le pipelayers	77
Figure VI.5: Les chargeurs	79
Figure VI.6: Compacteurs	80
Figure VI.7: Machine de goudronnage	80

Liste des planches

Planche 01:**Plan de masse de l'agglomération de Souagui.**

Planche 02:**Plan de tracé du réseau d'assainissement.**

Planche 03:**Profil en long de l'intercepteur 1 de la ville de Souagui.**

Planche 04: **Profil en long de l'intercepteur 2 de la ville de Souagui.**

Planche 05:**Plan de situation de la ville de Souagui**

Introduction général

L'eau est un élément vital et une source précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique.

Dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent à l'assainissement et à l'alimentation en eau potable.

Par ailleurs, l'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique l'ensemble des eaux pluviales et usées plus rapidement possible et sans stagnation dans des conditions satisfaisantes pour la sante publique et l'environnement.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers se produisent par une augmentation permanente du volume des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

C'est dans cet aspect que s'inscrit notre étude est portée de la ville de SOUAGUI.

L'objectif principal de ce travail est la protection de la santé humaine contre la propagation des maladies qui peuvent résulter par ces rejets, et diminuer la pollution de la nappe et l'oued par la construction d'un bassin de décantation.

Chapitre I
PRESENTATION
DE
LA VILLE

Introduction

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, Parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'assainissement ainsi que les caractéristiques géologiques car La connaissance de la géologie du site nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple le choix des engins à utiliser et le choix du type de matériaux pour les canalisations.

I.1 Situation géographique

La ville de SOUAGUI se trouve dans la wilaya de MEDEA, elle est le chef lieu de Daïra, elle est située à environ 60Km au sud de la wilaya.

Elle est limitée par :

Commune de Bir Ben Abed et Djouab à l'Est.

Commune d'Ouled Deid et Rebaia à l'Ouest.

Commune de Khems Djouamaa , Bouskene et Beni Slimane au Nord.

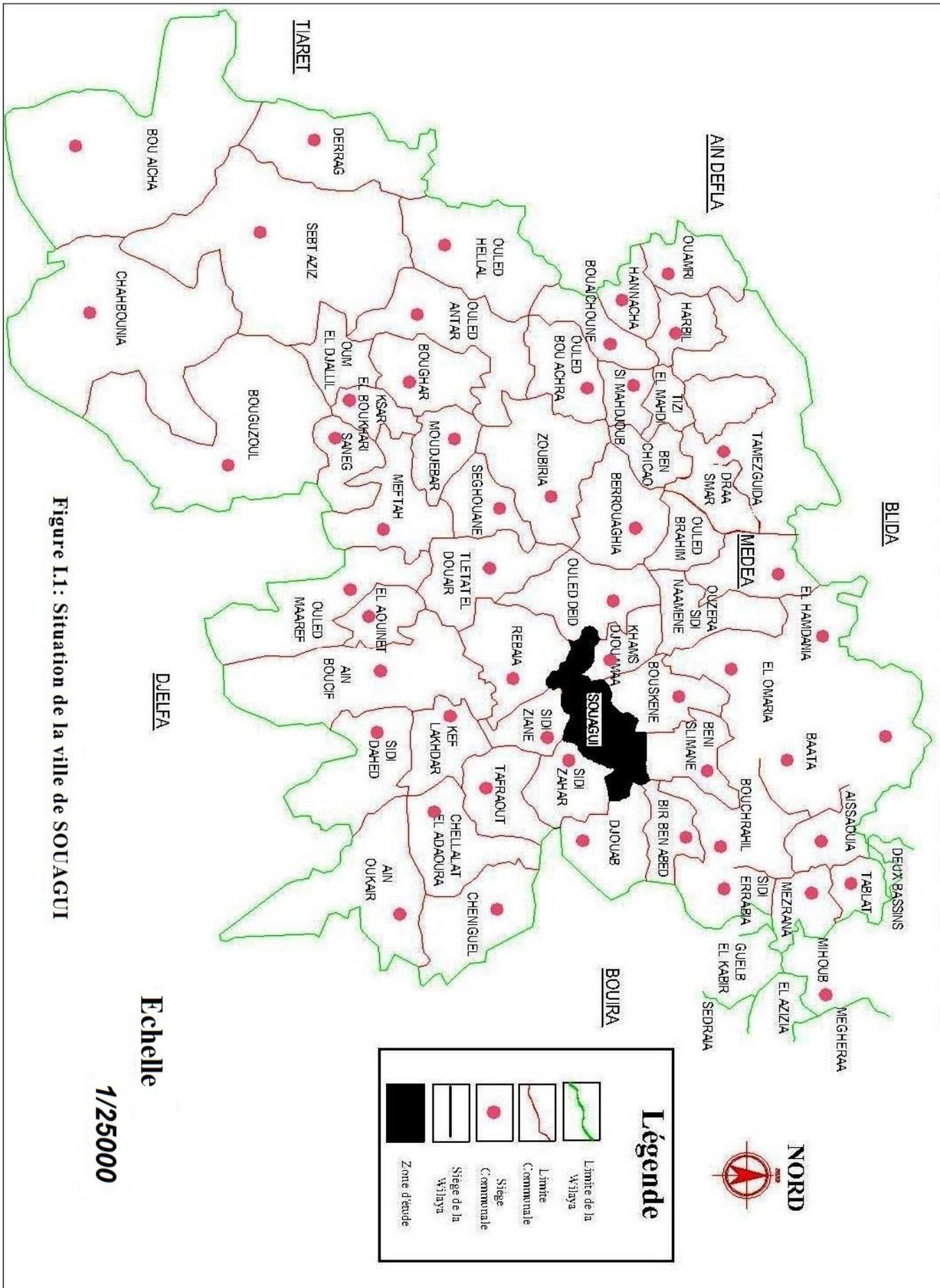
Commune de Sidi Zahar et Sidi Ziane au Sud.

Selon La station pluviométrique de SOUAGUI de code **090104** le levé topographique est rattaché à la cote N.G.A dont les coordonnées sont :

X=548.95km

Y=312.4km

Z=810m



I.2 Données naturelles du site

I.2.1 Le relief

La commune de SOUAGUI située dans son ensemble dans un terrain accidenté. Elle appartient à la Wilaya de Médéa qui est marquée par la présence d'une série de collines, vallons et est bordée par des corniches qui marquent la limite du plateau de Médéa. Les altitudes varient de 1002 m au nord à 1123 m au sud de la commune.

1.2.2 Situation hydrogéologique

Le secteur d'étude fait partie du plateau de Médéa qui possède des grés perméable plus au moins sableux d'épaisseur moyenne de 50m reposant sur une formation marneuse imperméable.

Les grés sont aquifères et alimentent les sources et les puits existants dans la région. On peut distinguer trois horizons aquifères :

La nappe des formations sableuses.

La nappe des formations grés.

La nappe des formations éboulis.

I.2.3 Situation géologique

La région de SOUAGUI est située dans la lisière méridionale du domaine tellien.

Les principales formations géologique d'âge miocène sont constituées du nord au sud par :

Des marnes bleues.

Des conglomérats souvent alternés avec des argiles.

Des grés de Médéa, calcaires datant du miocène manu.

La partie marneuse constitue un sol relativement instable surtout celles qui sont intercalées de grés provoquant des glissements de terrain.

I.2.4 Situation climatique

La commune de SOUAGUI par sa situation géographique jouit d'un climat sec. Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois de Mars au mois d'Octobre, suivie d'une saison froide de Novembre à Février.

I.2.4.1 Température

Les températures de l'air sont données par la station de SOUAGUI et se présentent comme suit :

La moyenne des températures annuelles est de l'ordre de 14.25°C.

Le mois le plus chaud est le mois de Juillet avec une moyenne de 29°C.

Le mois le plus froid est le mois de Décembre avec une moyenne de 5°C.

Le tableau (I.1) montre la répartition mensuelle de températures

Tableau I.1 : Variation des températures (°C)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T(°c)	5,8	5,8	7,4	13	13	21	29	25	21	13	12	5

I.2.4.2 Humidité

La moyenne de l'humidité de l'air est indiquée dans le tableau(I.2) d'après la station de Médéa. Elle est faible en été surtout l'après midi où elle est inférieure à 50% pour les mois de juin, juillet, août et septembre

Tableau I.2 : Variation annuelle de l'humidité

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité (%)	72	66	65	58	61	44	30	47	46	68	64	75

Le mois le plus humide est le mois de décembre avec une humidité maximale de 75%

I.2.4.3 Les Vents

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles ayant respectivement des directions ouest et nord-ouest.

Pour avoir un aperçu de l'importance de ces vents, le tableau(I.3), récapitule les vitesses des vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau I.3 : vitesses moyennes mensuelles du vent

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V (km/h)	12.6	15.12	16.92	15.12	15.12	11.88	12.6	13.32	12.6	10.8	14.4	12.6

Source(ONM)

I.2.4.4 Pluviométrie

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février).

Pluviométrie moyenne annuelle

L'analyse statistique de la station de SOUAGUI **code 090104** et d'altitude 810m sur une période de 18 ans donne une moyenne interannuelle de l'ordre de 354 mm/an.

Tableau I.4: Coordonnées de la station hydrométrique

Code	Station	Oued	X (km)	Y (km)	Super- ficie (km ²)	Année mise en service	Apport interannuel (Hm ³ /an)
090104	MIZAHIM	MELLAH OUEST	548.95	312.4	665	1973	20,3

Répartition mensuelle

La répartition moyenne mensuelle de la pluie sur la ville de SOUAGUI observée sur une période de 18 ans est la suivante :

Tableau I.5: Précipitations moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Ma r	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	P an
Moyen	20,6	25,5	36,9	48,1	35,7	39,9	43,3	40,6	31,9	12,4	10,8	8,1	353,8
P%	6	7	10	14	10	11	12	11	9	4	3	2	100

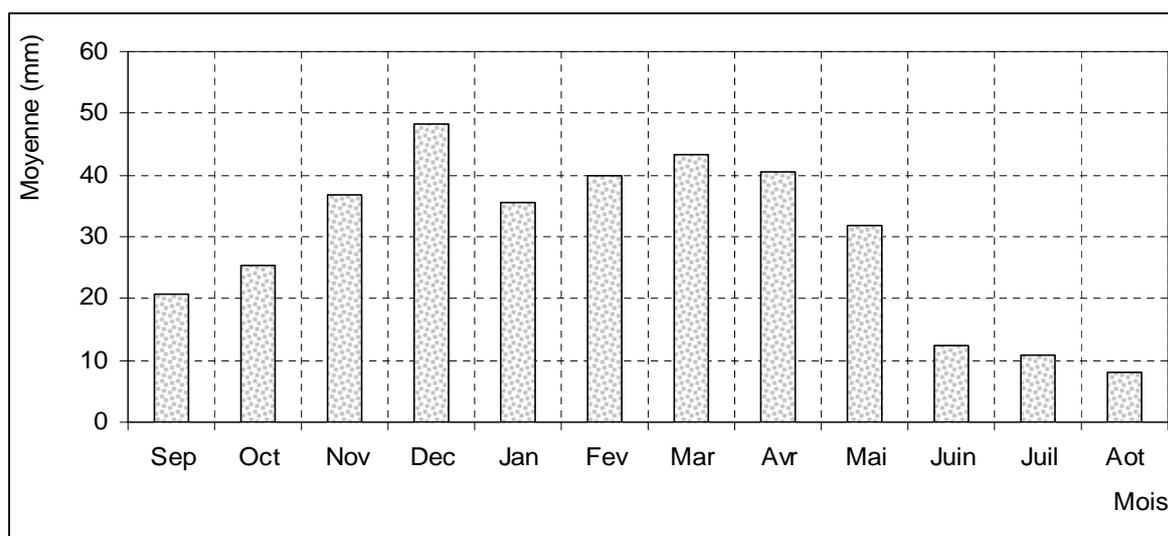


Figure I.2: Répartition mensuelle de Précipitations moyennes.

I.3 Evolution de la population

D'après le dernier recensement effectué par l'APC de SOUAGUI en 2008, la population de la commune s'élève à 18208 habitants

Le taux d'accroissement de la population est de 3.10 % entre 2008 et 2038 d'après ça la population pour l'horizon 2038 est estimée en utilisant la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1+T)^n \text{ Où :}$$

n : Nombre d'années pendant lesquelles il y a croissance géométrique (tn-t0), C'est la différence en années entre l'année de référence (année du dernier recensement) et l'année de l'horizon de calcul.

T : Taux de croissance de la population considérée ; t = 3,10% d'après le service technique de la commune

Pn : population à l'horizon de calcul.

P0 : population de référence (au dernier recensement en 2008).

Tableau I.6 : Scénario d'accroissement proposé

Horizons	2008	2018	2028	2038
Nombre D'habitants	18208	24709	33530	45500

I.4 Situation hydraulique

I.4.1 Alimentation en eau potable

La ville de SOUAGUI est alimentée actuellement à partir de 4 forages.

Les eaux des forages F2, F3 et F4 sont accumulées dans la bache de capacité 100 m3 puis refoulées vers le réservoir semi enterré de capacité 500 m3 qui alimentée la zone sud de la ville.

Les eaux du forage F₁ sont refoulées vers un second réservoir semi enterré de capacité 500 m3 alimentée la zone nord de la ville.

Le réseau est de type maillé et ramifier de diamètre variant entre 80mm et 200mm en amiante ciment et acier une partie en PVC.

Tableau I.7: Caractéristiques du réseau d'A.E.P

Matériaux	Diamètre (mm)	Longueur (m)
Amiante ciment	100	4143
	150	455
	200	80
Acier	40-60	2317
PVC	50-60	968

I.4.2 Assainissement

Concernant l'assainissement, la ville de SOUAGUI a un réseau qui a été pose anarchiquement sans étude, en plus c'est un réseau très ancien.

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique, Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude d'Assainissement de la dite agglomération.

Chapitre II

CALCUL

DE

BASE

Introduction

Dans l'étude d'un projet d'Assainissement, il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour l'effectuer cette étude.

Il est indispensable de prendre en considération la surface d'influence et sa pente, ainsi que les systèmes d'évacuation, leurs schémas et les coefficients caractérisant cette surface, pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables.

Dans ce chapitre on va déterminer l'intensité moyenne de précipitation et 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, afin d'avoir une idée sur le système de réseau ; le schéma du réseau, nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

II.1 Etude hydrologique

Tout projet d'assainissement doit être précédé d'une étude hydrologique bien précise car les eaux pluviales présentent une grande partie des eaux évacuées par les réseaux d'assainissement ; donc cette étude est très importante pour le dimensionnement de notre réseau.

II.1.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

II.1.1.1 Analyse des données statistiques

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de BENI SLIMANE dont le code station est : 090302, sur une période de fonctionnement de 1972 à 2010 qui a été fournie par l'ANRH de BLIDA et de coordonnées Lambert :

$$X = 557.2 \text{ Km.}$$

$$Y = 322.65 \text{ Km.}$$

$$Z = 600 \text{ m.}$$

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.

II.1.1.2 Calcul des caractéristiques de la série

La somme des précipitations maximales journalières durant 38 ans d'observations:

$$\sum_{i=1}^{N=38} X_i = 1386,9 \text{ mm}$$

Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=38} X_i}{N}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=38} X_i}{N} = 36,5 \text{ mm}$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 38 ans).

Ecart type σ_x :

Pour N > 30 ans on a :

$$\sigma_x^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n}$$

$$\sigma_x = 12,81$$

Coefficient de variation : Cv :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$$

$$C_v = 0,35$$

Exposant climatique:

Il est donné par l'A.N.R.H pour notre région $b = 0,30$.

II.1.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

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 . [2]

L'intensité moyenne se définit par rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec :

I_m: intensité moyenne en mm/h.

Δh: hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt.

Pour l'évacuation de la précipitation de pluies on ajuste la série pluviométrique à la loi de GALTON (log normale).

II.1.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale)

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. [2]

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

F(x) : Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma \ln x}$$

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.

Ajustement à une loi Log-normale

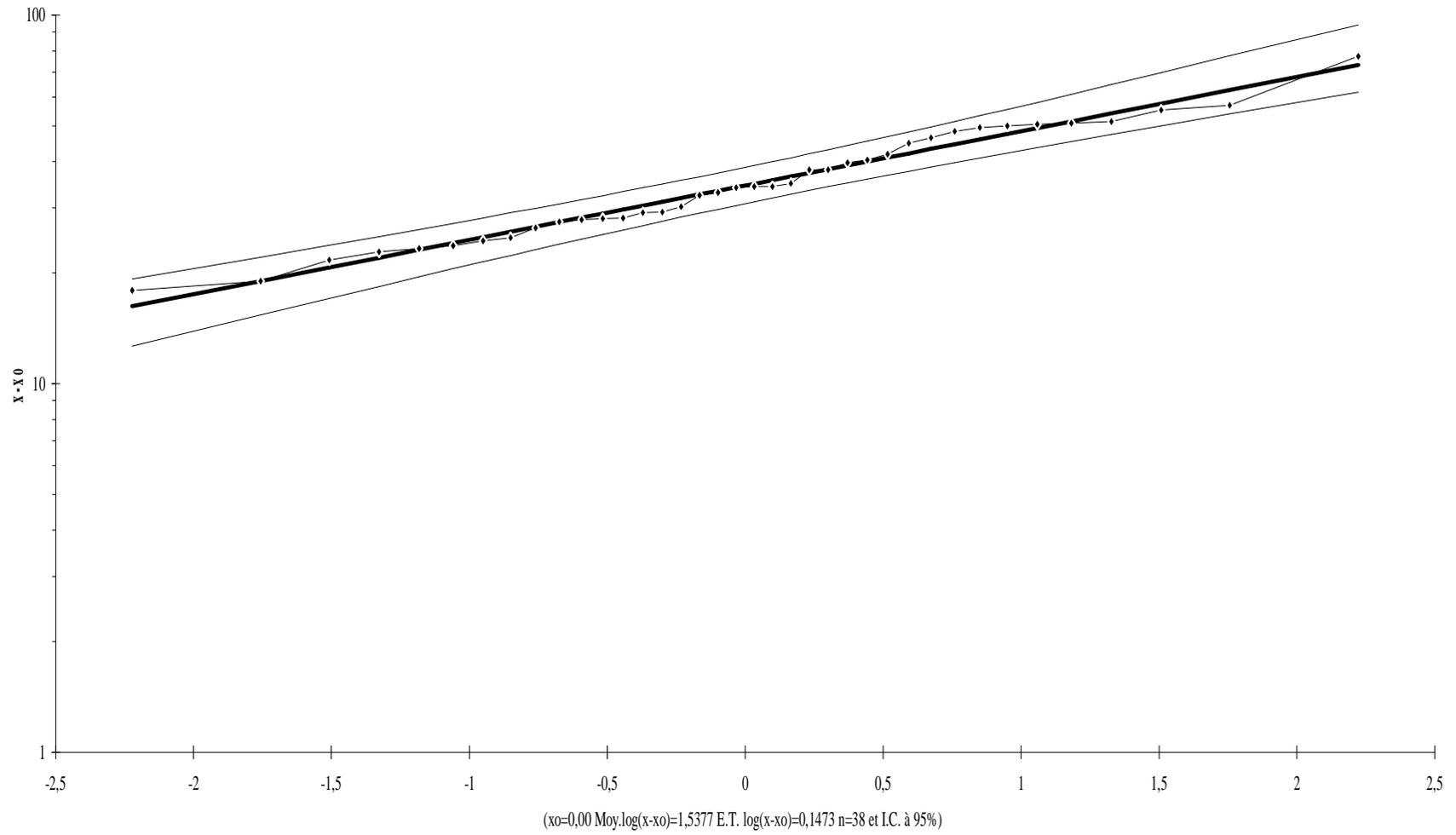


Tableau II.1: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normale)

Ajustement à une loi Log-normale								
Taille								
n=	38	Moy.log(x-xo)=	1,537681581					
xo=	0	E.T. log(x-xo)=	0,147267621					
		I.C. à (en%)=	95			U Gauss=	1,960	
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
26,5	17,9	1	0,013	-2,222	17,9	16,2352	12,623	19,270783
42	19	2	0,039	-1,757	19	19,0064	15,3617	22,069569
23,7	21,7	3	0,066	-1,508	21,7	20,681	17,0461	23,760623
56,9	22,8	4	0,092	-1,328	22,8	21,9834	18,3657	25,08114
50,6	23,3	5	0,118	-1,183	23,3	23,0919	19,4926	26,211547
51,5	23,7	6	0,145	-1,059	23,7	24,0814	20,4994	27,227321
22,8	24,4	7	0,171	-0,950	24,4	24,9911	21,4245	28,168162
21,7	24,9	8	0,197	-0,851	24,9	25,8447	22,2909	29,058005
23,3	26,5	9	0,224	-0,760	26,5	26,6576	23,1137	29,912705
49,5	27,5	10	0,250	-0,674	27,5	27,4407	23,9034	30,74355
29,2	27,8	11	0,276	-0,593	27,8	28,2022	24,668	31,559069
27,5	28	12	0,303	-0,516	28	28,9485	25,4133	32,366048
28	28,1	13	0,329	-0,442	28,1	29,6847	26,1443	33,170143
33	29,1	14	0,355	-0,371	29,1	30,4151	26,865	33,976275
38	29,2	15	0,382	-0,301	29,2	31,1436	27,5788	34,788905
39,7	30,2	16	0,408	-0,233	30,2	31,8737	28,289	35,612226
24,9	32,4	17	0,434	-0,165	32,4	32,6087	28,9983	36,450324
24,4	33	18	0,461	-0,099	33	33,3519	29,7096	37,307309
50,9	34	19	0,487	-0,033	34	34,1065	30,4255	38,187431
27,8	34,2	20	0,513	0,033	34,2	34,876	31,1489	39,095409
50,1	34,3	21	0,539	0,099	34,3	35,665	31,8837	40,03745
35	35	22	0,566	0,165	35	36,4778	32,6334	41,019464
29,1	38	23	0,592	0,233	38	37,3191	33,4014	42,048013
34,2	38	24	0,618	0,301	38	38,194	34,1918	43,130766
30,2	39,7	25	0,645	0,371	39,7	39,1088	35,0096	44,276862
17,9	40,4	26	0,671	0,442	40,4	40,0711	35,8605	45,497392
32,4	42	27	0,697	0,516	42	41,0901	36,7514	46,806083
46,4	44,9	28	0,724	0,593	44,9	42,1774	37,6911	48,220303
28,1	46,4	29	0,750	0,674	46,4	43,3479	38,6909	49,762552
19	48,4	30	0,776	0,760	48,4	44,6213	39,7656	51,462804
34	49,5	31	0,803	0,851	49,5	46,0248	40,9352	53,362324
48,4	50,1	32	0,829	0,950	50,1	47,5967	42,2284	55,520263
44,9	50,6	33	0,855	1,059	50,6	49,3948	43,6876	58,025849
55,2	50,9	34	0,882	1,183	50,9	51,5114	45,3806	61,023088
77,4	51,5	35	0,908	1,328	51,5	54,1089	47,4259	64,767372
34,3	55,2	36	0,934	1,508	55,2	57,5164	50,0617	69,781059
40,4	56,9	37	0,961	1,757	56,9	62,584	53,8976	77,43238
38	77,4	38	0,987	2,222	77,4	73,2664	61,7254	94,23279

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,9	1,282	53,26460686	46,76478	63,54265032	53,2646	0,900	10,0

II.1.2.2 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10ans par la formule de Montanari

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

$$I_{0,25(p\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II-2)$$

- $I_{0,25(p\%)}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée 15 min et de fréquence (p%) ;

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

- t : Durée de l'averse en heures, $t = 0.25h = 15$ min pour une période de retour de 10 ans ;

- b : Exposant climatique de la région ($b = 0.30$) qui est donné par l'ANRH (BLIDA) ;

Pour l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ;durant 15min, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_{0,25,10\%} = I_{24,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b = \frac{P_{24(10\%)}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

$$I_{0,25,10\%} = \frac{53.26}{24} \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.30} = 54,17 \Rightarrow I_{15 \text{ min}, 10\%} = 54.17 \text{ mm} / h$$

$I_{15\text{min}(10\%)} = 54,17 \text{ mm/h}$

$$I = \frac{54,17 * (10000)}{3600} = 150 \quad l/s/ha$$

$I=150 \text{ l/s/ha}$

II.2 Situation démographique

La population de la ville de SOUAGUI se caractérise par une croissance démographique moyenne. Taux de croissance de la population $T = 3,10\%$ d'après le service technique de la commune.

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

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \dots\dots\dots (II-3)$$

Avec:

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur (hab).

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2008 (hab)

T : taux d'accroissement de la population.

N : l'écart d'années entre les deux horizons

Selon le dernier recensement national effectuée en 2008 la ville de SOUAGUI se compose de 18208 habitants avec un taux de croissance annuelle égal à 3.1%.

II.3 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

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

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

Pour notre projet le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants.

II.4 Différents systèmes des réseaux d'assainissement

L'évacuation des eaux usées (domestiques, industrielles) et des eaux pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes principaux qui sont :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif. [6]

II.4.1 Système unitaire

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite les eaux d'égout ménagères et industrielles ainsi que les eaux pluviales, ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importante afin de pouvoir absorber les eaux de ruissellement.[6]

II.4.2 Système séparatif

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout ménagères et industrielles dans une seule conduite, les eaux pluviales dans une autre. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons. [6]

II.4.2.1 Réseau pluvial

Ce réseau assure l'évacuation des points de ruissellement. Il suit les lignes de plus grande pente pour déverser les eaux dans les cours d'eau le plus proche et afin d'augmenter la vitesse d'écoulement. Il en résulte donc une économie des sections de canalisation.

II.4.2.2 Réseau d'eaux usées

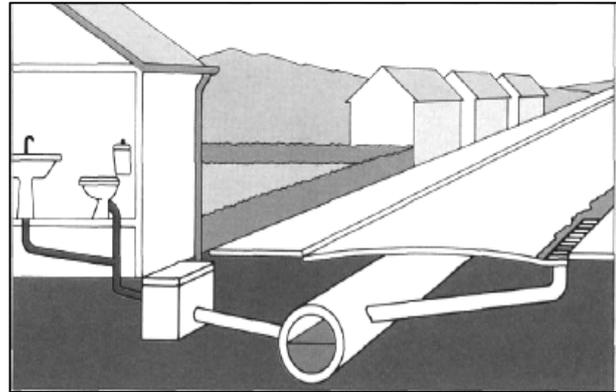
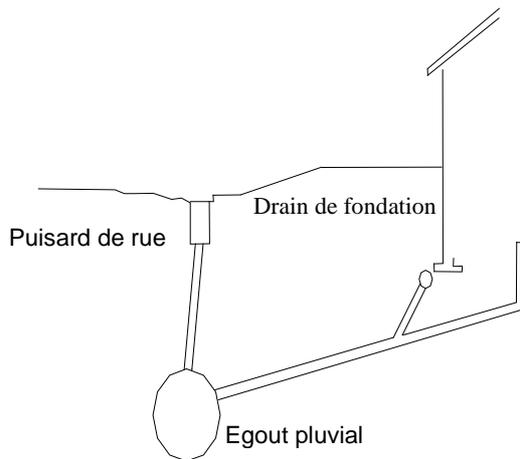
Ce réseau est conçu pour le transit des eaux usées jusqu'à la station d'épuration éloignée de la ville.

L'inconvénient de ce système est:

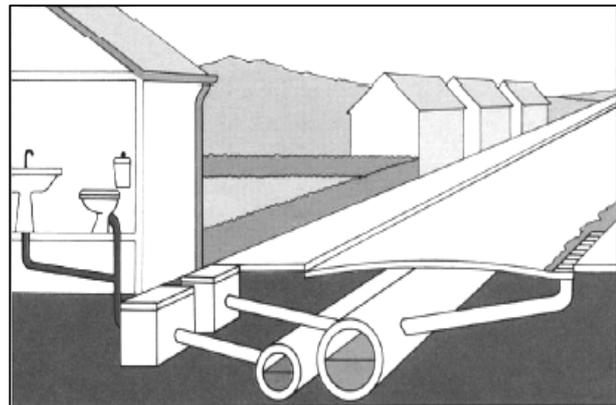
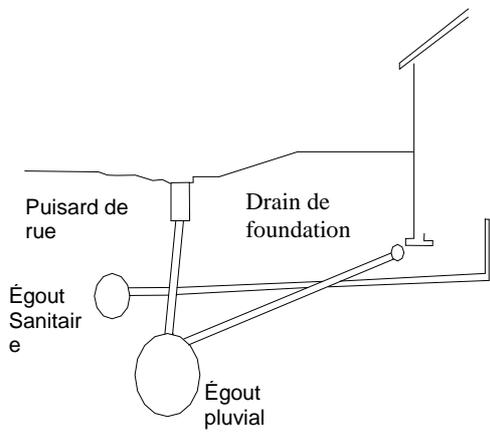
- *Encombrement important du sous-sol.
- *Coût d'investissement élevé.
- * Risque important d'erreur de branchement.

II.4.3 Système pseudo séparatif

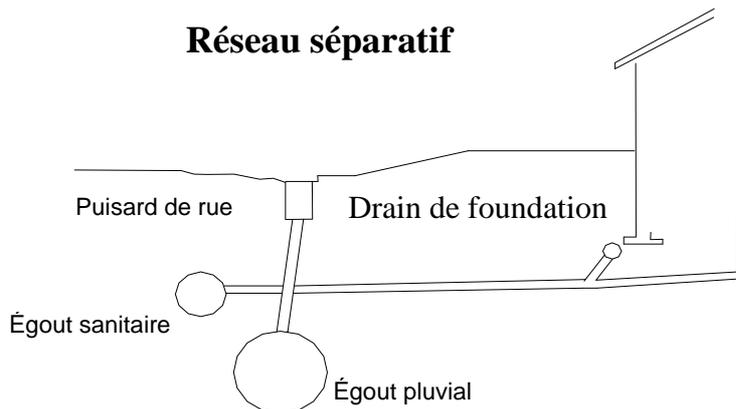
Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. IL repose sur une collecte en commun des eaux de toiture et d'espaces privés, avec celle des eaux usées. [6]



Réseau unitaire



Réseau séparatif



Réseau pseudo séparatif

Figure II.2: divers systèmes d'évacuations

Tableau II.3: 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 naturel préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées 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 2002

II.4.4 Choix du système d'assainissement

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

L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations, de pompage et équipement des eaux usées.

Il faut tenir compte des conditions de rejet.

L'aspect technique et des conditions locales (topographie des lieux, régime des précipitations atmosphériques, disposition du réseau de la voirie, répartition des masses d'habitations ...etc.)

Dans notre cas, on a opté pour le système d'évacuation de type unitaire pour son économie et afin d'éviter l'encombrement dans le sol.

II.5 Schémas d'évacuation

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas. [7]

II.5.1 Schéma perpendiculaire

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile

Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections. En fonction de la direction des collecteurs par rapport à celle du cours d'eau on distingue le schéma perpendiculaire. [6]

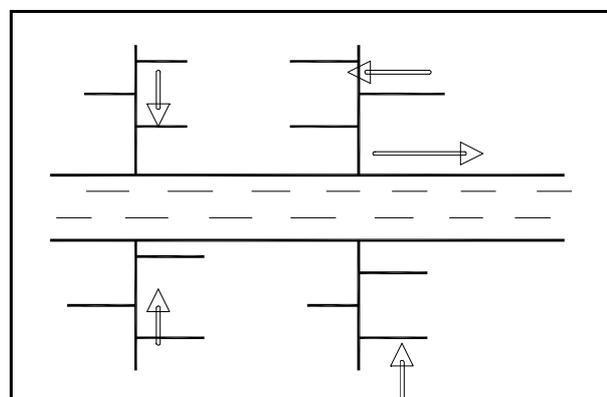


Figure II.3: Schéma perpendiculaire

II.5.2 Schéma par déplacement latéral

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique ; ceci peut être obtenu soit par un tracé oblique, soit par un collecteur latéral. [6]

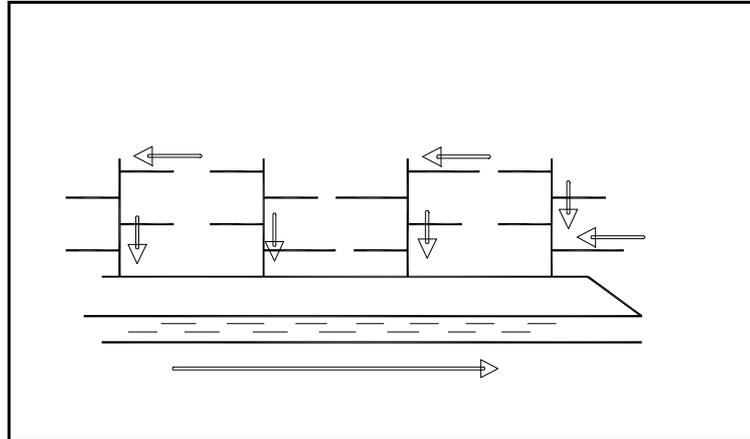


Figure II.4: Schéma par déplacement latéral

II.5.3 Schéma transversal ou oblique

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.

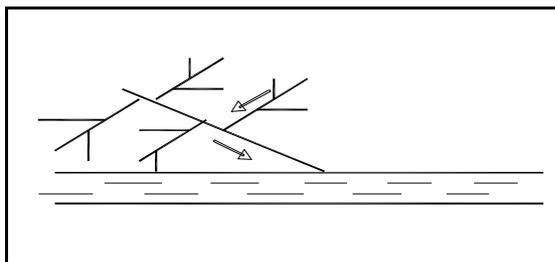


Figure II.5: Schéma transversal ou oblique

II.5.4 Schéma du collecteur par zone étagée

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

Il est utilisé dans les agglomérations étendues à faible pente.

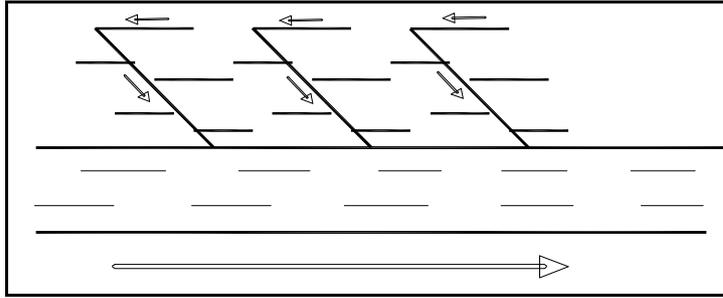


Figure II.6: Schéma par zone étagée

II.5.5 Schéma radial

Ce schéma est utilisé dans les terrains plats, pour collecter tous les effluents en un point par la suite un relevage. Il est nécessaire pour le transit vers le cours d'eau récepteur. [6]

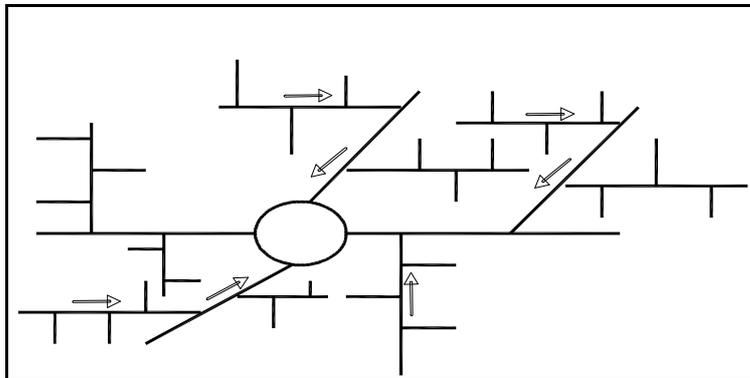


Figure II.7: Schéma radial

II.5.6 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 : système existant, la topographie du terrain et 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 a déjà un schéma par déplacement latéral ou et pour notre cas on va conserver le même schéma collecteur pour les raisons suivantes :

- La position de l'exutoire qui se trouve à l'aval de l'agglomération qui va recevoir la totalité des eaux sur un même point de rejet;

- Les conditions topographiques illustrées dans la planche N°1 à savoir le plan de masse ;

- La position de l'Oued par rapport à la structure de l'agglomération.

Pour notre étude, le choix du schéma latéral a été le plus adéquat.

II.6 Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement « C_r » d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur elle. Sa valeur dépend de plusieurs facteurs tel que :

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

II.6.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Tableau II.4: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (C_r)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

Source : R.BOURRIER « Les réseaux d'assainissement »

II.6.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important. [7]

Tableau II.5: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population

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

Source : R.BOURRIER « Les réseaux d'assainissement »

II.6.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Tableau II.6: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence

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

Source : R.BOURRIER « Les réseaux d'assainissement »

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de la catégorie d'urbanisation et des zones d'influence.

II.7 Coefficient de ruissellement pondéré

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

$$Crp = \frac{\sum Ai * Cri}{A} \dots\dots\dots (II-4)$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha)

A : surface totale en (ha)

Cri : coefficient de ruissellement partiel

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré

Tableau II.7: Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	5.87	0,30
2	8.35	0,50
3	8.92	0,40
4	7.37	0,70
5	6.71	0,80
6	10.55	0 ,60
7	10.09	0,50
8	5.27	0,60
9	6.30	0,60

Donc :

$$Crp = \frac{38.348}{69.43} = 0.55 \qquad Crp = \mathbf{0.55}$$

II.8 Calcul de la population de chaque sous bassin

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, nous déterminons le nombre d'habitants y correspondant. Pour cela il faut calculer la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants.

On a la formule suivante :

$$Di = \frac{Cri .Pt}{Crp .A} \dots\dots\dots (II-5)$$

Avec :

Cri: coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

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

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré

A : surface totale (ha) A=69.43 ha

Pt : nombre total d'habitants (hab).

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation II-6 :

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots(II-6)$$

Où:

P_i : nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin (hab).

A_i : surface partielle (hec).

D_i : densité partielle (hab/ha).

Tableau II.8: Détermination du nombre d'habitants

Sous bassin	Surface A (ha)	Cri	Cri*A _i	Di (hab / ha)	nombre d'habitant
1	5,87	0,3	1,761	355,951	2089
2	8,35	0,5	4,175	593,251	4954
3	8,92	0,4	3,568	474,601	4233
4	7,37	0,7	5,159	830,552	6121
5	6,71	0,8	5,368	949,202	6369
6	10,55	0,6	6,33	711,902	7511
7	10,09	0,5	5,045	593,251	5986
8	5,27	0,6	3,162	711,902	3752
9	6,3	0,6	3,78	711,902	4485
Total	69,43				45500

Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

On a fixé l'horizon de calcul à 2038, soit une population future de 45500habitants.

Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.

IL a été déduit 9 sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine.

Chapitre III

EVALUATION

DES

DEBITS

Introduction

Le réseau d'assainissement projeté doit être convenable pour l'évacuation de toutes les eaux quel que soit leur origine pluviale ou usée.

- Le débit d'eau pluviale qui représente le débit d'eau ruisselée.
- les débits d'eaux usées qui représentent les débits d'eaux usées domestique, publique et industrielle.

III.1 Evaluation des débits d'eaux usées

L'évaluation des débits d'eaux usées porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets provenant des habitations et lieux d'activité.

L'évaluation quantitative des rejets peut donc se caractériser en fonction de type d'agglomération et des diverses catégories d'occupation des sols. [8]

III.1.1 Les eaux usées domestiques

- Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération,
- Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et de vannes et les eaux de cours.
 - Les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
 - Les eaux vannes englobent les usines et les matières fécales.
 - Les eaux de cours englobent les eaux de lavage des toitures.

III.1.2 Les eaux du service public

Les eaux de lavage (marché, rues) des espaces publics sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, dans le cas d'un système unitaire.

Les autres eaux usées publiques seront pris en compte avec les besoins domestiques.

Remarque :

La ville de SOUAGUI ne comporte pas d'industrie, prenons en compte que les eaux usées provenant de l'agglomération soit les rejets d'origine domestique et du service public.

III.2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

La quantité des eaux usées à évacuer est l'ensemble des eaux récupérées après l'utilisation.

D'une manière générale les débits seront évalués sur la base de 80% de la consommation d'eau potable. [8]

III.2.1 Estimation des débits d'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 l'APC de SOUAGUI).

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

III.2.1.1 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{moyj} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec: - Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

- K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable Consommée ;

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

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

III.2.1.2 Evaluation du débit de pointe

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :- Q_{pte} : débit de pointe (l/s).

- Q_{moyj} : Débit moyen journalier (l/s).

- K_p : coefficient de pointe égale à :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} ; \quad \text{Si } Q_{moy} \geq 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 ; \quad \text{Si } Q_{moy} < 2,8 \text{ l/s}$$

Les calculs des débits de pointe se trouvent dans le tableau III.1

Tableau III.1: détermination des débits de pointe d'eaux usées

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	Q_{moyj} (l/s)	K_p	Q_{pte} usé (l/s)
1	5,87	2089	2,9	2,97	8,62
2	8,35	4954	6,88	2,45	16,86
3	8,92	4233	5,88	2,53	14,88
4	7,37	6121	8,5	2,35	19,98
5	6,71	6369	8,85	2,34	20,7
6	10,55	7511	10,43	2,27	23,68
7	10,09	5986	8,31	2,37	19,7
8	5,27	3752	5,21	2,59	13,5
9	6,3	4485	6,23	2,5	15,57

III.2.2 Estimation du débit des équipements

Les débits des équipements seront comptabilisés dans le débit d'eaux usées d'origine domestique, ainsi que pour les eaux rejetées par les services publics, L'évaluation des débits d'eaux usées des équipements pour chaque sous bassin sont représentées dans le tableau III.2

Tableau III.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation l/j.u	Qmoy (l/s)	Qequi usée (l/s)
2	Polyclinique	malade	80	50	0,046	0,037
3	Lycée	Elève	750	10	0,087	0,069
	stade	-	-	-	0,231	0,185
4	CEM		800	10	0,093	0,074
	CFPA	Élève	200	50	0,116	0,093
	APC	Fonctionnaire	20	15	0,003	0,003
5	Mosquée	Fidel	700	30	0,243	0,194
	Ecole primaire	Elève	400	10	0,046	0,037
6	Ecole primaire	Elève	450	10	0,052	0,042
7	Daïra	Fonctionnaire	20	15	0,003	0,003
	S/hydraulique	Fonctionnaire	30	15	0,005	0,004
	Gendarmerie	Unité	1	1000	0,012	0,009
	police	Unité	1	1000	0,012	0,009
	PTT	Fonctionnaire	15	15	0,046	0,002

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées des équipements et de débits de pointe sont illustrés dans le tableau III.3

Tableau III.3: l'évaluation des débits d'eaux usées domestique et de l'équipement

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	$Q_{pte,usé}$ (l/s)	Q_{equip} (l/s)	Q_{total} (l/s)
1	5,87	2089	8,62	-----	8,620
2	8,35	4954	16,86	0,037	16,897
3	8,92	4233	14,88	0,254	15,134
4	7,37	6121	19,98	0,169	20,149
5	6,71	6369	20,70	0,231	20,931
6	10,55	7511	23,68	0,042	23,722
7	10,09	5986	19,70	0,028	19,728
8	5,27	3752	13,50	-----	13,500
9	6,3	4485	15,57	-----	15,570

III.3 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales de ruissellement comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage.

Le problème de l'évacuation des débits pluviaux dans les bassins versants à fait l'objet de nombreuses études théoriques, on peut citer deux méthodes principales d'évaluation des débits pluviales :

- Méthode superficielle.
- Méthode rationnelle.

III.3.1 Méthode superficielle

Cette méthode proposée par CAQUOT, est une variante de la méthode rationnelle, donnée par la relation suivante :

$$Q_{(f)} = K \frac{1}{U} \cdot I \frac{V}{U} \cdot Cr \frac{1}{U} \cdot A \frac{W}{U} \dots\dots\dots(III.3).$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a(f) et b(f) eux mêmes paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f) t^{b(f)} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

Q_(f) : débit pluvial en (m³ / s)

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

A : surface du bassin considéré (ha)

K : coefficient d'expression,

$$K = \left[(0.5)^{b(f)} \cdot a(f) \right] / 6.6 \dots\dots\dots(III.5)$$

U : coefficient d'expression : 1 + 0.287. b (f)

V : coefficient d'expression : - 0.41. b (f)

W : coefficient d'expression : 0.95 + 0.507 .b (f)

La pente est définie comme étant la rapport entre la différence des côtes des niveaux amont et aval et la longueur du collecteur

Où :

$$I_n = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \dots\dots\dots(III.6)$$

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

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

L : longueur du collecteur (m) ;

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

$$\text{suivante : } I_{\text{eq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \dots\dots\dots(III.7)$$

III.3.1.1 Formules D'équivalences

Lorsqu'on a affaire à un groupement des bassins liés à un même collecteur, nous déterminons les caractéristiques de chaque groupement de sous bassins, à l'aide des formules suivantes :

Tableau III.4: Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin

Assemblage en série	Assemblage en parallèle
$A = \sum_{i=1}^N A_i$	$A = \sum_{i=1}^N A_i$
$Creq = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri}.A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$Creq = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri}.A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$
$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$
$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}} (Q \text{ max})$

Remarque :

La valeur du débit $Q_{(f)}$ donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

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

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \cdot b \cdot (f)}{1 + 0.287 \cdot b \cdot (f)}} \dots \dots \dots (III.9)$$

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

Où : L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m).

A : surface du bassin considéré en (m²).

III.3.1.2 Validité De La Méthode Superficielle

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

Une superficie totale < 200 ha.

La pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %.

Le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1).

Le coefficient d'allongement (M > 0.8). [8]

III.3.2 La méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surface limitées (généralement inférieur à 10 ha).le résultat est meilleur pour des aires encore plus faible, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Le débit détermine est proportionnel à l'intensité moyenne, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée. [8]

Elle est basée sur la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot I \cdot A \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

Q : débit à évacuer (l / s)

α : Coefficient correcteur de l'intensité des pluies

Cr : coefficient de ruissellement

I : intensité moyenne de précipitation (l / s ha)

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

III.3.2.1 Hypothèses de la méthode rationnelle

- l'intensité de pluie reste constante dans le temps
- les surfaces dites imperméables sont uniformément réparties sur le bassin.
- La surface du sous bassin s'apparente à un rectangle.
- La capacité d'emmagasinement du sous bassin n'est pas prise en considération.

Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit Pluvial issu d'un bassin versant. [3]

III.3.2.2 Choix de la méthode

Pour le cas de notre agglomération on utilise la méthode rationnelle pour l'estimation de débit pluvial car les conditions de validité de celle ci sont respectées sur tous les sous bassins.

III.4 Application de la méthode rationnelle pour la ville de Souagui

III.4.1 Temps de concentration

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

Le temps de concentration T_c se compose :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots \dots \dots (III.11)$$

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

$$t_1 = \frac{L}{60 v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \dots (\text{min}) \quad ;$$

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

- t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

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

Avec :

I : La pente du terrain (%)

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

Trois cas peuvent être envisagés :

Le bassin ne comporte pas de canalisation : $T_c = t_3$.

Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation: $t_c = t_1 + t_3$.

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné

par la relation suivante : $t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77}$ où :

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

Pour le cas de notre agglomération on remarque qu'il y a deux aspects

Pour le calcul du coefficient de ruissellement :

$t_c = t_1 + t_2$ pour la majorité des cas ; et, $t_c = t_1 + t_3$ pour le cas des voiries où le parcours superficiel est assuré.

III.4.2 Coefficient de corrélation (Minorateur)

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur α déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = $\frac{1}{2}$ de la longueur), ce coefficient sera égal à : $\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{d/2}$;

- Pour des bassins ramassés (carrés ou cercles), $\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{d/2}$.

α : coefficient corrélation

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

Remarque :

Puisque la surface de notre agglomération est faible, alors, nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de la pluie. Donc, les valeurs du coefficient réducteur α s'approche de l'unité, donc $\alpha = 1$.

Tableau III.5 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

N° de SB	Aire (ha)	Cri	α	Intensité moyenne (l/s/ha)	Qpluv (l/s)
1	5,87	0,3	1	150	264,15
2	8,35	0,5	1	150	626,25
3	8,92	0,4	1	150	535,2
4	7,37	0,7	1	150	773,85
5	6,71	0,8	1	150	805,2
6	10,55	0,6	1	150	949,5
7	10,09	0,5	1	150	756,75
8	5,27	0,6	1	150	474,3
9	6,3	0,6	1	150	567

Tableau III.6: Evaluation des débits (usées et pluviale) pour chaque Sous bassins

N° de SB	Aire (ha)	Q _{usée} (l/s)	Q _{usée} (m ³ /s)	Q _{pluv} (m ³ /s)	Q _{TOT} (m ³ /s)
1	5,87	8,62	0,009	0,264	0,273
2	8,35	16,875	0,017	0,626	0,643
3	8,92	14,949	0,015	0,535	0,550
4	7,37	20,076	0,020	0,774	0,794
5	6,71	20,802	0,021	0,805	0,826
6	10,55	23,722	0,024	0,950	0,973
7	10,09	19,729	0,020	0,757	0,776
8	5,27	13,5	0,014	0,474	0,488
9	6,3	15,57	0,016	0,567	0,583

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons évalué les débits d'écoulement des eaux usées et pluviales. Pour le débit d'eaux pluviales on a procédé par la méthode rationnelle qui permet actuellement une meilleure approche de calcul et cela en introduisant le coefficient correctif de la répartition spatiale et le temps de concentration.

Chapitre IV

CALCUL HYDRAULIQUE

Introduction

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée; tout en respectant certaines normes d'écoulement et en définissant le meilleur tracé possible des collecteurs.

Il convient toute fois de remarquer que, sauf pour les très grands ouvrages, les dimensions des canalisations varient d'une manière discontinue compte tenu des diamètres courants de fabrication et qu'il en résultera le plus souvent, de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

IV.1 Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan),
- Profondeur,
- Diamètres (intérieur et extérieur),
- Pente,
- Leur joints et confection.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur,

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Côtes.

IV.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement

L'écoulement en assainissement doit être de préférence à surface libre, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage du réseau.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts du sable, facilement décanter dans les collecteurs est de l'ordre de :

- au moins 0,6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- au moins 0,3 m/s pour le (1/100) du débit de pleine section.

La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion étant donné que les eaux sont chargées.

IV.3 Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement, on considère les l'hypothèse suivantes :

- 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} .

A partir de l'abaque (réseau pluvial en système unitaire ou séparatif), et pour les valeurs données des pentes, des diamètres normalisés, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite remplie entièrement.

On a les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section mouillée (m²).

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

$$Q=V.S \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de Manning-Strickler, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I}$$

Où :

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

R_h (m): Rayon hydraulique.

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

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \dots\dots\dots (IV.2)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (IV.3)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

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

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

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

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

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage on a deux conditions à vérifier:

Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V > 1.00m / s$)

Condition 2:

$$* V_{min} > 0.60m / s \quad \text{pour} \quad (Q_{PS} / 10) \approx Q_{min}$$

$$* V_{min} > 0.30m / s \quad \text{pour} \quad (Q_{PS} / 100) \approx Q_{min}$$

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s).

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

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

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

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

Les résultats de calcul des dimensions des collecteurs principaux et secondaires et la détermination de leurs paramètres hydraulique dans les tableaux suivants :

Tableau IV.1 : Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 1

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 1	R156_R179	103,6	102,98	101,1	100,48	39,84	0,0151	1,377	800	3,15	1,581	0,87	1,135	0,72	3,572	576	1,259
	R179_R180	103	102,39	100,5	99,89	40,22	0,0147	1,411	800	3,11	1,56	0,90	1,139	0,74	3,538	592	1,262
	R180_R181	102,4	101,48	99,89	98,98	52,02	0,0175	1,455	800	3,39	1,70	0,85	1,131	0,71	3,837	568	1,359
	R181_R182	101,48	100,84	98,98	98,34	31,86	0,0201	1,577	800	3,64	1,83	0,86	1,133	0,72	4,120	573	1,473
	R182_R183	100,84	99,82	98,34	97,32	47,21	0,0216	1,617	800	3,77	1,89	0,85	1,131	0,71	4,264	568	1,520

Tableau IV.2 : Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 2

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 2	R4_R5	109	108,39	106,6	105,89	33,62	0,0211	0,133	300	1,94	0,14	0,97	1,140	0,78	2,210	235	0,854
	R5_R6	108,39	107,27	105,89	105,57	32,19	0,0100	0,158	400	1,61	0,20	0,78	1,105	0,66	1,780	266	0,609
	R6_R7	107,27	107,9	105,57	104,9	62,7	0,0107	0,205	400	1,67	0,21	0,98	1,140	0,79	1,905	315	0,680
	R7_R8	107,9	107,48	104,9	104,48	32,22	0,0130	0,23	400	1,84	0,23	0,99	1,142	0,80	2,107	321	0,776
	R8_R9	107,48	105,77	104,48	103,67	44,26	0,0183	0,263	400	2,19	0,27	0,96	1,139	0,77	2,491	310	0,914
	R9_R10	105,77	104,26	103,67	102,46	50,4	0,0240	0,302	400	2,50	0,31	0,96	1,139	0,78	2,853	310	1,046
	R10_R11	104,26	103	102,46	101,7	50,1	0,0152	0,34	500	2,31	0,45	0,75	1,093	0,65	2,524	323	0,875
	R11_R12	103	101,78	101,7	100,58	49,6	0,0226	0,377	500	2,82	0,55	0,68	1,071	0,60	3,018	301	1,029
	R12_R13	101,78	101,64	100,58	99,84	41,39	0,0179	0,409	500	2,51	0,49	0,83	1,124	0,70	2,819	348	0,995
	R13_R14	101,64	100,79	99,84	98,99	32,23	0,0264	0,433	500	3,04	0,60	0,72	1,084	0,63	3,300	314	1,120
	R14_R15	100,79	100,06	98,99	98,26	37,38	0,0195	0,461	500	2,62	0,51	0,90	1,138	0,74	2,983	368	1,058
	R15_R203	100,06	99,52	98,26	97,72	26,21	0,0206	0,481	500	2,69	0,53	0,91	1,139	0,74	3,066	372	1,110
R203_R16	99,52	99,47	97,72	97,37	11,07	0,0316	0,643	500	3,33	0,65	0,98	1,141	0,79	3,803	397	1,401	

Tableau IV.3 Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 3

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 3	R162_R163	117,59	115,54	115,09	114,04	30,18	0,0348	0,033	300	2,49	0,18	0,19	0,761	0,29	1,893	88	0,618
	R163_R164	115,54	113,61	113,04	112,11	29,5	0,0315	0,064	300	2,37	0,17	0,38	0,927	0,43	2,196	129	0,740
	R164_R165	113,61	112,03	111,11	110,33	31,1	0,0251	0,098	300	2,11	0,15	0,66	1,065	0,59	2,249	176	0,804
	R165_R166	112,03	109,95	109,33	108,35	41,4	0,0237	0,143	300	2,05	0,14	0,99	1,141	0,80	2,342	239	0,884
	R166_R167	109,95	109,61	108,35	107,81	19,64	0,0326	0,164	300	2,41	0,17	0,96	1,140	0,78	2,744	234	0,975
	R167_R168	109,61	108,93	107,81	107,13	29,3	0,0232	0,195	400	2,46	0,31	0,63	1,058	0,57	2,604	228	0,861
	R168_R169	108,93	108,49	107,13	106,59	24,6	0,0220	0,222	400	2,39	0,30	0,74	1,088	0,64	2,606	255	0,909
	R169_R170	108,49	107,88	106,59	105,88	37,82	0,0188	0,263	400	2,21	0,28	0,95	1,139	0,77	2,522	306	0,921
	R160_R171	107,88	107,61	105,88	105,41	26,45	0,0216	0,291	400	2,37	0,30	0,98	1,140	0,79	2,705	315	1,012
	R171_R172	107,61	107,31	105,41	105,11	29,67	0,0101	0,323	500	1,89	0,37	0,87	1,135	0,72	2,140	361	0,774
	R172_R173	107,31	107,17	105,11	104,67	30,47	0,0144	0,356	500	2,25	0,44	0,81	1,115	0,68	2,511	340	0,899
	R173_R174	107,17	106,87	104,67	104,27	29,9	0,0134	0,388	500	2,17	0,43	0,91	1,139	0,74	2,470	372	0,911
	R174_R175	106,87	106,43	104,27	103,73	35,34	0,0153	0,426	500	2,32	0,45	0,94	1,139	0,76	2,641	380	0,982
	R175_R176	106,43	105,65	103,73	103,15	24,42	0,0238	0,453	500	2,89	0,57	0,80	1,112	0,68	3,214	338	1,123
	R176_R177	105,65	104,79	103,15	102,49	29,84	0,0221	0,485	500	2,79	0,55	0,89	1,137	0,73	3,171	365	1,134
	R177_R178	104,79	104,32	102,49	101,82	30,16	0,0222	0,517	500	2,79	0,55	0,94	1,139	0,76	3,184	382	1,169
R178_R156	104,32	103,58	101,82	101,08	30,23	0,0245	0,55	500	2,93	0,58	0,96	1,139	0,77	3,342	386	1,237	

Tableau IV.4 : Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 4

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 4	R145_R146	109,61	108,85	108,11	107,35	34,39	0,0221	0,038	300	1,98	0,14	0,27	0,857	0,35	1,698	106	0,524
	R146_R147	108,85	107,87	107,35	106,37	50,94	0,0192	0,094	300	1,85	0,13	0,72	1,082	0,63	2,002	188	0,634
	R147_R148	107,87	106,85	106,37	105,05	49,72	0,0265	0,149	300	2,17	0,15	0,97	1,140	0,78	2,477	235	0,916
	R148_R149	106,85	106,3	105,35	104,8	36,22	0,0152	0,189	400	1,99	0,25	0,76	1,095	0,65	2,180	259	0,757
	R149_R150	106,3	106,19	104,8	104,19	72,56	0,0084	0,472	600	1,94	0,55	0,86	1,133	0,71	2,199	428	0,764
	R150_R151	106,19	105,95	104,19	103,85	41,48	0,0082	0,518	600	1,92	0,54	0,96	1,139	0,77	2,184	464	0,782
	R151_R152	105,95	105,54	103,85	103,34	49,23	0,0104	0,573	600	2,16	0,61	0,94	1,139	0,76	2,455	458	0,865
	R152_R153	105,54	105,12	103,34	102,62	50,53	0,0142	0,628	600	2,53	0,71	0,88	1,136	0,73	2,872	435	1,004
	R153_R154	105,12	104,71	102,62	102,21	49,58	0,0083	0,683	800	2,33	1,17	0,58	1,042	0,54	2,431	435	0,783
	R154_R155	104,71	104,19	102,21	101,69	50,09	0,0104	0,739	800	2,61	1,31	0,56	1,034	0,53	2,702	426	0,876
R155_R156	104,19	103,58	101,69	101,08	50,09	0,0122	0,794	800	2,83	1,42	0,56	1,032	0,53	2,921	424	0,939	

Tableau IV.5 : Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 5

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 5	R22_R23	113,35	112,71	111,35	110,71	33,15	0,0193	0,127	300	1,85	0,13	0,97	1,140	0,78	2,113	235	0,743
	R23_R24	112,71	112,03	110,71	109,93	29,86	0,0261	0,148	300	2,16	0,15	0,97	1,140	0,78	2,457	235	0,912
	R24_R25	112,03	111,41	109,93	109,21	37,13	0,0194	0,298	500	2,61	0,51	0,58	1,042	0,54	2,720	272	0,901
	R25_R26	111,41	110,9	109,41	108,9	23,23	0,0220	0,314	500	2,78	0,55	0,58	1,040	0,54	2,888	270	0,937
	R26_R27	110,9	110,8	108,9	108,8	5,25	0,0190	0,441	500	2,59	0,51	0,87	1,134	0,72	2,936	359	1,015
	R27_R21	110,8	109,88	108,8	107,88	32,96	0,0279	0,465	500	3,13	0,61	0,76	1,095	0,65	3,431	325	1,179
	R21_R28	109,88	109,06	107,88	107,06	34,66	0,0237	0,595	600	3,26	0,92	0,65	1,062	0,58	3,458	348	1,143
	R28_R29	109,06	107,91	107,06	105,91	53,81	0,0214	0,634	600	3,10	0,87	0,72	1,084	0,63	3,355	377	1,136
	R29_R30	107,91	107,38	105,91	105,18	30,81	0,0237	0,656	600	3,26	0,92	0,71	1,08	0,62	3,519	373	1,2
R30_R31	107,38	107,01	105,18	104,51	27,95	0,0240	0,826	600	3,28	0,93	0,89	1,138	0,73	3,73	439	1,309	

Tableau IV.6 : Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 6

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 6	R117_R118	111,18	111,23	109,98	109,73	15,97	0,0157	0,012	300	1,67	0,12	0,1	0,637	0,22	1,063	65	0,354
	R118_R119	111,23	110,29	109,73	108,79	29,39	0,0320	0,109	300	2,39	0,17	0,65	1,062	0,58	2,533	174	0,866
	R119_R120	110,29	109,12	108,79	107,62	25,99	0,0450	0,127	300	2,83	0,2	0,64	1,059	0,57	2,997	172	0,962
	R120_R121	109,12	107,63	107,12	106,13	28,3	0,0350	0,224	400	3,02	0,38	0,59	1,045	0,55	3,158	219	1,048
	R121_R122	107,63	105,46	105,13	103,96	40,83	0,0287	0,253	400	2,74	0,34	0,74	1,088	0,64	2,975	255	0,986
	R122_R123	105,46	104,07	103,46	102,07	79,46	0,0175	0,552	600	2,8	0,791	0,7	1,075	0,61	3,011	367	1,014
	R123_R124	104,07	103,46	102,07	101,36	68,78	0,0103	0,677	800	2,61	1,31	0,52	1,011	0,51	2,633	407	0,839
	R124_R108	103,46	103,49	101,36	100,99	54,61	0,0068	0,812	800	2,11	1,06	0,77	1,099	0,66	2,32	524	0,784
	R108_R125	103,49	102,88	100,99	100,18	50,07	0,0162	1,625	800	3,26	1,64	0,99	1,142	0,8	3,725	641	1,354
	R125_R126	102,88	101,81	100,18	99,11	49,98	0,0214	1,661	800	3,75	1,89	0,88	1,137	0,73	4,265	581	1,488
	R126_R127	101,81	100,8	99,11	98,1	50,03	0,0202	1,697	800	3,64	1,83	0,93	1,139	0,75	4,152	603	1,475
	R127_R91	100,8	99,82	98,1	97,32	72,47	0,0108	1,749	1000	3,09	2,42	0,72	1,083	0,63	3,343	627	1,130
	R91_R92	99,82	99,41	97,46	96,91	50	0,0110	1,749	1000	3,12	2,45	0,71	1,080	0,62	3,372	622	1,137
	R92_R93	99,41	98,77	96,91	96,27	50	0,0128	1,749	1000	3,37	2,64	0,66	1,066	0,59	3,589	590	1,191
	R93_R94	98,77	98,4	96,27	95,9	50	0,0080	1,749	1000	2,66	2,09	0,84	1,126	0,70	2,998	700	1,032
R94_R95	98,4	97,83	95,9	95,33	50	0,0114	1,749	1000	3,18	2,49	0,70	1,076	0,61	3,421	614	1,150	
R95_R89	97,83	97,36	95,33	94,86	53,6	0,0090	1,749	1000	2,82	2,22	0,79	1,108	0,67	3,129	670	1,070	

Tableau IV.7 : Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 7

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 7	R98_R99	114,22	112,26	111,72	110,76	29,78	0,0322	0,039	300	2,39	0,169	0,23	0,816	0,32	1,954	97	0,601
	R99_R100	112,26	110,27	109,76	108,77	29,77	0,0333	0,078	300	2,43	0,17	0,45	0,971	0,47	2,362	142	0,753
	R100_R101	110,27	108,46	107,77	106,86	30,67	0,0297	0,118	300	2,30	0,16	0,73	1,084	0,63	2,492	189	0,847
	R101_R102	108,46	107,33	106,86	105,83	29,71	0,0347	0,157	300	2,48	0,18	0,89	1,138	0,73	2,827	220	0,994
	R102_R103	107,33	106,26	105,83	104,76	34,5	0,0310	0,202	400	2,85	0,36	0,57	1,035	0,53	2,945	214	0,942
	R103_R104	106,26	104,58	104,26	103,08	31,74	0,0372	0,638	500	3,62	0,71	0,90	1,139	0,74	4,116	368	1,440
	R104_R105	104,58	104,19	103,08	102,59	32,74	0,0150	0,681	600	2,59	0,73	0,93	1,139	0,76	2,951	453	1,067
	R105_R106	104,19	103,53	102,59	101,93	35,17	0,0188	0,727	600	2,90	0,82	0,89	1,137	0,73	3,299	438	1,168
R106_R108	103,53	103,49	101,93	100,89	47,22	0,0220	0,776	600	3,14	0,89	0,87	1,135	0,72	3,568	433	1,251	

Tableau IV.8 : Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 8

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 8	R46_R47	125,54	124,29	124,04	122,79	29,03	0,0431	0,022	300	2,77	0,196	0,11	0,652	0,23	1,805	68	0,670
	R47_R48	124,29	122,68	122,79	121,18	40,61	0,0396	0,052	300	2,66	0,19	0,28	0,861	0,36	2,288	107	0,650
	R48_R49	122,68	121,43	121,18	119,93	39,63	0,0315	0,082	300	2,37	0,17	0,49	0,994	0,49	2,355	148	0,741
	R49_R50	121,43	120,18	119,93	118,68	39,81	0,0314	0,112	300	2,36	0,17	0,67	1,068	0,60	2,525	179	0,861
	R50_R51	120,18	119	118,68	117,5	40,03	0,0295	0,142	300	2,29	0,16	0,88	1,136	0,72	2,602	217	0,946
	R51_R52	119	118,4	117,5	116,9	33,33	0,0180	0,167	400	2,17	0,27	0,61	1,053	0,56	2,282	224	0,797
	R52_R53	118,4	116,88	116,9	115,38	54,87	0,0277	0,208	400	2,69	0,34	0,62	1,053	0,56	2,833	225	0,976
	R53_R54	116,88	115,14	115,38	113,64	54,2	0,0321	0,249	400	2,90	0,36	0,68	1,072	0,60	3,103	241	1,084
	R54_R57	115,14	113,88	113,64	111,88	77,27	0,0228	0,307	500	2,83	0,56	0,55	1,029	0,53	2,913	264	0,991
	R57_R60	113,88	113,87	112,38	111,87	36,44	0,0140	0,391	500	2,22	0,44	0,90	1,138	0,74	2,525	368	0,924
R60_R61	113,87	113,5	111,87	111,3	48,86	0,0117	0,488	600	2,50	0,49	0,99	1,142	0,80	2,858	402	1,092	

Tableau IV.9 : Dimensionnement de Collecteur principal de sous bassin 9

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Collecteur Principal 9	R73_R74	119,21	118,73	117,71	117,23	30,33	0,0158	0,02	300	1,68	0,119	0,17	0,733	0,28	1,231	83	0,467
	R74_R75	118,73	116,8	117,23	115,3	41,61	0,0464	0,048	300	2,87	0,20	0,24	0,823	0,33	2,363	98	0,689
	R75_R76	116,8	114,94	115,3	113,44	39,16	0,0475	0,074	300	2,91	0,21	0,36	0,915	0,41	2,659	124	0,847
	R76_R77	114,94	112,46	112,44	110,96	36,73	0,0403	0,098	300	2,68	0,19	0,52	1,011	0,51	2,707	153	0,930
	R77_R78	112,46	110,66	110,96	109,16	39,87	0,0451	0,125	300	2,83	0,20	0,62	1,056	0,57	2,992	170	0,963
	R78_R79	110,66	109,51	109,16	108,11	27	0,0389	0,25	400	3,19	0,40	0,62	1,056	0,57	3,365	227	1,149
	R79_R80	109,51	109,9	108,11	107,7	38,26	0,0107	0,275	500	1,94	0,38	0,72	1,083	0,63	2,102	314	0,752
	R80_R81	109,9	109,12	107,7	107,32	42	0,0090	0,303	500	1,78	0,35	0,87	1,134	0,72	2,022	359	0,714
	R81_R82	109,12	109,3	107,32	106,8	44,6	0,0117	0,333	500	2,02	0,40	0,84	1,127	0,70	2,281	350	0,808
R82_R83	109,3	108,15	106,8	105,65	60	0,0192	0,583	600	2,93	0,83	0,70	1,077	0,62	3,158	369	1,099	

Tableau IV.10 : Dimensionnement des Collecteurs secondaires des sous bassins 1, 2,4

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
CS1	R184_R185	103,11	101,25	101,61	99,75	57,56	0,0323	0,048	300	2,40	0,17	0,28	0,866	0,36	2,077	108	0,746
	R185_R181	101,25	101,48	99,75	98,98	57,56	0,0134	0,096	300	1,54	0,11	0,88	1,137	0,73	1,753	218	0,664
CS 2	R1_R2	109,74	109,48	108,44	107,48	51,4	0,0187	0,039	300	1,82	0,13	0,30	0,880	0,38	1,605	113	0,494
	R2_R3	109,48	109,2	107,48	106,7	52,76	0,0148	0,079	300	1,62	0,11	0,69	1,073	0,61	1,740	182	0,584
	R3_R4	109,2	109	106,7	106,5	38,17	0,0052	0,108	400	1,17	0,15	0,74	1,087	0,64	1,272	254	0,448
	R198_R199	104,41	103,49	102,91	101,69	42,29	0,0288	0,032	300	2,27	0,16	0,20	0,778	0,30	1,762	90	0,577
	R199_R200	103,49	102,63	101,69	100,83	49	0,0176	0,069	300	1,77	0,125	0,55	1,029	0,53	1,819	158	0,616
	R200_R201	102,63	101,48	100,83	99,68	54,02	0,0213	0,11	300	1,95	0,14	0,80	1,113	0,68	2,165	203	0,765
	R201_R202	101,48	100,58	99,68	98,78	56	0,0161	0,114	300	1,69	0,12	0,95	1,139	0,77	1,927	231	0,703
	R202_R203	100,58	99,52	98,78	97,72	51,3	0,0207	0,153	400	2,32	0,29	0,52	1,015	0,51	2,357	205	0,763
CS 4	R157_R158	111,79	111,75	110,29	109,75	21,05	0,0257	0,023	300	2,14	0,151	0,15	0,710	0,26	1,516	79	0,553
	R158_R159	111,75	110,71	109,75	108,71	39,38	0,0264	0,067	300	2,17	0,15	0,44	0,961	0,46	2,082	139	0,700
	R159_R160	110,71	108,98	108,71	107,48	44,17	0,0278	0,116	300	2,23	0,16	0,74	1,088	0,64	2,422	191	0,830
	R160_R161	108,98	107,87	107,48	106,37	33,47	0,0332	0,153	300	2,43	0,17	0,89	1,138	0,73	2,764	220	0,980
	R161_R149	107,87	106,3	106,37	104,8	45,16	0,0348	0,203	400	3,01	0,38	0,54	1,021	0,52	3,077	207	0,977

Tableau IV.11 : Dimensionnement des Collecteurs secondaires de sous bassin 5

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
CSS	R32_R33	115,91	114,04	114,41	112,54	50,36	0,0371	0,036	300	2,57	0,182	0,20	0,775	0,30	1,993	90	0,634
	R33_R34	114,04	114,18	112,54	112,18	49,22	0,0073	0,071	300	1,14	0,08	0,88	1,137	0,73	1,296	218	0,472
	R34_R22	114,18	113,35	112,18	111,35	44,38	0,0187	0,103	300	1,82	0,13	0,80	1,112	0,68	2,029	203	0,736
	R35_R36	115,32	113,5	113,82	112	46,94	0,0388	0,034	300	2,63	0,19	0,18	0,754	0,29	1,981	87	0,644
	R36_R37	113,5	112,27	112	110,77	57,12	0,0215	0,075	300	1,96	0,14	0,54	1,024	0,52	2,005	157	0,656
	R37_R24	112,27	112,03	110,77	110,03	66,83	0,0111	0,123	400	1,70	0,21	0,58	1,040	0,54	1,768	216	0,564
	R38_R39	113,18	111,94	111,68	110,44	42,28	0,0293	0,03	300	2,28	0,16	0,19	0,758	0,29	1,732	87	0,581
	R39_R40	111,94	110,89	110,44	109,39	62,5	0,0168	0,075	300	1,73	0,12	0,61	1,053	0,56	1,820	168	0,608
	R40_R26	110,89	110,9	109,39	108,9	67,07	0,0073	0,123	400	1,38	0,17	0,71	1,079	0,62	1,490	248	0,496
	R17_R18	111,97	112,66	110,47	110,16	34,51	0,0090	0,025	300	1,26	0,09	0,28	0,864	0,36	1,092	108	0,386
	R18_R19	112,66	111,47	110,16	109,47	41,18	0,0168	0,054	300	1,73	0,12	0,44	0,964	0,47	1,664	140	0,476
	R19_R20	111,47	111,45	109,47	108,95	42,56	0,0122	0,085	300	1,47	0,10	0,82	1,119	0,69	1,650	206	0,551
	R20_R21	111,45	109,88	108,95	107,88	29,08	0,0368	0,106	300	2,56	0,18	0,59	1,044	0,55	2,670	164	0,904
	R41_R42	111,51	110,21	110,01	108,71	35,21	0,0369	0,025	300	2,56	0,18	0,14	0,689	0,25	1,765	75	0,632
	R42_R43	110,21	109,49	108,71	107,99	27,45	0,0262	0,045	300	2,16	0,153	0,29	0,875	0,37	1,890	111	0,558
	R43_R44	109,49	108,84	107,99	107,34	48,64	0,0134	0,08	300	1,54	0,11	0,73	1,087	0,64	1,676	191	0,567
R44_R45	108,84	108,7	107,34	106,9	30,29	0,0145	0,102	300	1,61	0,11	0,90	1,138	0,74	1,830	221	0,681	
R45_R30	108,7	107,38	106,9	105,18	67,52	0,0255	0,15	300	2,13	0,15	1,00	1,143	0,81	2,432	242	0,905	

Tableau IV.12 : Dimensionnement des Collecteurs secondaires de sous bassin 6

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
CS6	R128_R129	115,03	113,9	113,53	112,4	36,43	0,0310	0,026	300	2,35	0,17	0,16	0,716	0,27	1,682	80	0,593
	R129_R130	113,9	112,35	112,4	110,85	38,76	0,0400	0,054	300	2,67	0,19	0,29	0,869	0,36	2,317	109	0,652
	R130_R118	112,35	111,23	110,85	109,73	30	0,0373	0,076	300	2,58	0,18	0,42	0,948	0,45	2,443	135	0,782
	R131_R132	112,29	111,15	110,79	109,65	37,47	0,0304	0,027	300	2,33	0,16	0,16	0,727	0,27	1,691	82	0,589
	R132_R133	111,15	109,79	109,65	108,29	41,02	0,0332	0,057	300	2,43	0,17	0,33	0,899	0,40	2,183	119	0,607
	R133_R120	109,79	109,12	108,29	107,62	27	0,0248	0,076	300	2,10	0,15	0,51	1,008	0,51	2,117	152	0,686
	R134_R135	108,92	107,45	107,42	105,95	40	0,0368	0,029	300	2,56	0,18	0,16	0,722	0,27	1,845	81	0,631
	R135_R136	107,45	106,28	105,95	104,78	40,5	0,0289	0,058	300	2,27	0,16	0,36	0,916	0,42	2,076	125	0,577
	R136_R122	106,28	105,46	104,78	103,96	28,84	0,0284	0,079	300	2,25	0,16	0,50	0,999	0,50	2,246	149	0,716
	R140_R139	108,03	106,09	106,53	104,59	51,51	0,0377	0,037	300	2,59	0,18	0,20	0,781	0,30	2,021	91	0,637
	R137_R138	107,13	107,05	105,63	105,05	52,04	0,0111	0,038	300	1,41	0,10	0,38	0,927	0,43	1,305	129	0,414
	R138_R139	107,05	106,09	105,05	104,09	49,95	0,0192	0,074	300	1,85	0,13	0,57	1,036	0,53	1,915	160	0,634
	R139_R122	106,09	105,46	104,09	103,46	71,87	0,0088	0,163	400	1,51	0,19	0,86	1,132	0,71	1,713	285	0,587
	R141_R142	106,63	105,18	105,13	103,68	50,08	0,0290	0,036	300	2,27	0,16	0,22	0,809	0,32	1,836	96	0,578
	R142_R123	105,18	104,07	103,68	102,57	53,63	0,0207	0,075	300	1,92	0,14	0,55	1,030	0,53	1,976	158	0,648
	R143_R144	104,26	104,18	102,76	102,08	66,6	0,0102	0,048	300	1,35	0,10	0,50	1,003	0,50	1,352	150	0,403
R144_R124	104,18	103,46	102,08	101,36	66,6	0,0108	0,096	300	1,39	0,10	0,98	1,141	0,79	1,582	237	0,531	

Tableau IV.13 : Dimensionnement des Collecteurs secondaires des sous bassins 7 ,8

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
CS 7	R109_R110	111,44	111,34	110,24	109,84	53,54	0,0075	0,07	300	1,15	0,08	0,86	1,132	0,71	1,306	214	0,475
	R110_R112	111,34	109,46	109,84	107,96	42,05	0,0447	0,125	300	2,82	0,20	0,63	1,057	0,57	2,980	171	0,960
	R111_R112	110,07	109,46	108,57	107,96	45,64	0,0134	0,06	300	1,54	0,11	0,55	1,028	0,53	1,586	158	0,567
	R112_R113	109,46	108,07	107,96	106,57	34,32	0,0405	0,23	400	3,25	0,41	0,56	1,034	0,53	3,363	213	1,097
	R113_R115	108,07	106,99	106,57	105,49	32,03	0,0337	0,272	400	2,97	0,37	0,73	1,085	0,63	3,221	253	1,100
	R114_R115	108,35	106,99	106,85	105,49	52,51	0,0259	0,069	300	2,15	0,15	0,45	0,972	0,47	2,086	142	0,695
	R115_R103	106,99	106,26	105,49	104,76	41,37	0,0176	0,395	500	2,49	0,49	0,81	1,116	0,68	2,779	341	0,955
CS 8	R55_R56	117,88	116,12	115,88	114,62	38,86	0,0324	0,029	300	2,40	0,17	0,17	0,737	0,28	1,769	84	0,603
	R56_R57	116,12	113,88	113,62	112,38	37,21	0,0333	0,059	300	2,43	0,17	0,34	0,905	0,40	2,203	121	0,754
	R58_R59	117,12	116,3	115,62	114,3	41,12	0,0321	0,031	300	2,39	0,17	0,18	0,755	0,29	1,804	87	0,600
	R59_R60	116,3	113,87	113,8	112,37	39,53	0,0362	0,06	300	2,54	0,18	0,33	0,900	0,40	2,284	119	0,774

Tableau IV.14 : Dimensionnement des Collecteurs secondaires de sous bassin 9

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
CS9	R63_R64	115,03	113,84	113,53	112,34	37,98	0,0313	0,025	300	2,36	0,17	0,15	0,706	0,26	1,667	79	0,595
	R64_R65	113,84	112,47	112,34	110,97	35,52	0,0386	0,049	300	2,62	0,19	0,26	0,851	0,35	2,229	105	0,643
	R66_R65	112,17	112,47	110,97	110,77	31,26	0,0064	0,021	300	1,07	0,08	0,28	0,863	0,36	0,920	107	0,346
	R65_R78	112,47	110,66	110,77	109,16	55,41	0,0291	0,107	300	2,27	0,16	0,67	1,067	0,59	2,426	178	0,841
	R67_R68	114,53	113,07	112,53	111,57	23,21	0,0414	0,015	300	2,71	0,19	0,08	0,599	0,19	1,625	56	0,560
	R68_R69	113,07	113,02	111,57	111,02	70,56	0,0078	0,062	300	1,18	0,08	0,75	1,091	0,64	1,285	193	0,481
	R69_R71	113,02	111,75	111,02	109,75	75,51	0,0168	0,113	300	1,73	0,12	0,92	1,139	0,75	1,971	226	0,712
	R70_R71	111,87	111,75	110,37	109,75	23,71	0,0261	0,016	300	2,16	0,15	0,10	0,641	0,22	1,383	66	0,459
	R71_R72	111,75	110,64	109,75	108,14	56,59	0,0285	0,166	400	2,73	0,34	0,48	0,991	0,49	2,701	196	0,917
R72_R82	110,64	109,3	108,14	106,8	66	0,0203	0,21	400	2,30	0,29	0,73	1,084	0,63	2,496	252	0,888	

Tableau IV.15: Dimensionnement de l'intercepteur 1

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Intercepteur 1	R61-R31	113,5	107	111	104,5	245,5	0,0265	0,488	500	3,05	0,599	0,81	1,118	0,69	3,413	343	1,233
	R31-R183	107	99,84	104,5	97,34	406,2	0,0176	1,314	800	3,40	1,71	0,77	1,100	0,66	3,743	526	1,305
	R183-R16	99,84	99,47	97,34	96,97	24,5	0,0151	2,931	1200	4,13	4,67	0,63	1,057	0,57	4,365	683	1,470
	R16-A16	99,47	94,06	96,97	91,56	391,8	0,0138	3,574	1200	3,95	4,46	0,80	1,113	0,68	4,394	813	1,544
	A16-A23	94,06	88,51	91,56	85,51	555,2	0,0109	3,574	1200	3,51	3,97	0,90	1,139	0,74	3,996	886	1,437
	A23-DO	88,51	83,58	85,51	80,58	397,4	0,0124	3,574	1200	3,74	4,23	0,84	1,129	0,70	4,224	845	1,495

Tableau IV.16: Dimensionnement de l'intercepteur 2

Collecteur	Tronçon	Côtes TN m		Côtes des radiers (m)		Lk	Ik	Q (m ³ /s)	D nor (mm)	VPS (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vmin (m/s)
		amont	aval	amont	aval												
Intercepteur 2	R83_R84	108,19	108,05	105,69	105,05	50	0,0128	0,583	600	2,40	0,677	0,86	1,133	0,71	2,714	429	0,972
	R84_R85	108,05	105,79	105,05	103,29	50	0,0352	0,583	500	3,52	0,69	0,84	1,128	0,70	3,970	352	1,417
	R85_R86	105,79	103,62	103,29	101,12	50	0,0434	0,583	500	3,91	0,77	0,76	1,097	0,65	4,284	326	1,509
	R86_R87	103,62	100,99	101,12	98,99	50	0,0426	0,583	500	3,87	0,76	0,77	1,100	0,66	4,255	328	1,501
	R87_R88	100,99	98,76	98,99	96,56	50,1	0,0486	0,583	500	4,13	0,81	0,72	1,082	0,63	4,472	313	1,562
	R88_R89	98,76	97,36	96,56	94,86	50	0,0340	0,583	500	3,46	0,68	0,86	1,132	0,71	3,915	357	1,402
	R89_R90	97,36	95,81	94,86	93,81	47,8	0,022	2,332	1000	4,41	3,47	0,67	1,069	0,60	4,718	596	1,586

CONCLUSION :

Conclusion

D'après le calcul hydraulique on a déterminé les diamètres de tous les collecteurs et les vitesses d'auto curage et les vitesses de plein section $V < 5\text{m/s}$.

Chapitre V

LES OUVRAGES

ANNEXES

Introduction

Un égout est considéré comme un aqueduc à écoulement libre dont la mise en charge est exceptionnelle et limitée par le débordement éventuel des regards et autres ouvrages annexes qui assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

V.1 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux soit sur le trottoir. La distance entre 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.

Les bouches peuvent être classées selon deux critères :

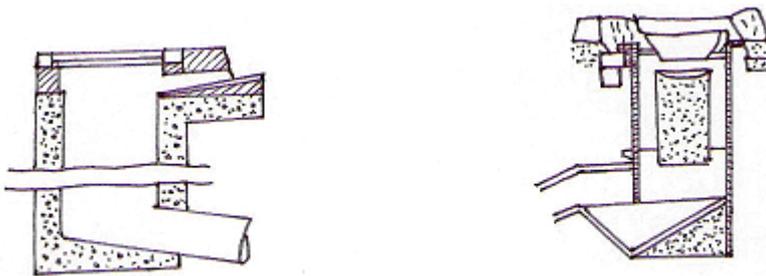
- le mode de recueil des eaux : bouche à accès latéral et bouches à accès sur le dessus ;
- le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

V.1.1 bouches à accès latéral

L'introduction de l'eau s'effectue par une ouverture dite avaloir.

V.1.2 bouches à accès sur le dessus

Les bouches à accès sur le dessus sont constituées par des grilles de caniveau.[8]



a) Absorption latérale

b) Absorption par le haut

Figure V.1: Bouches d'égout

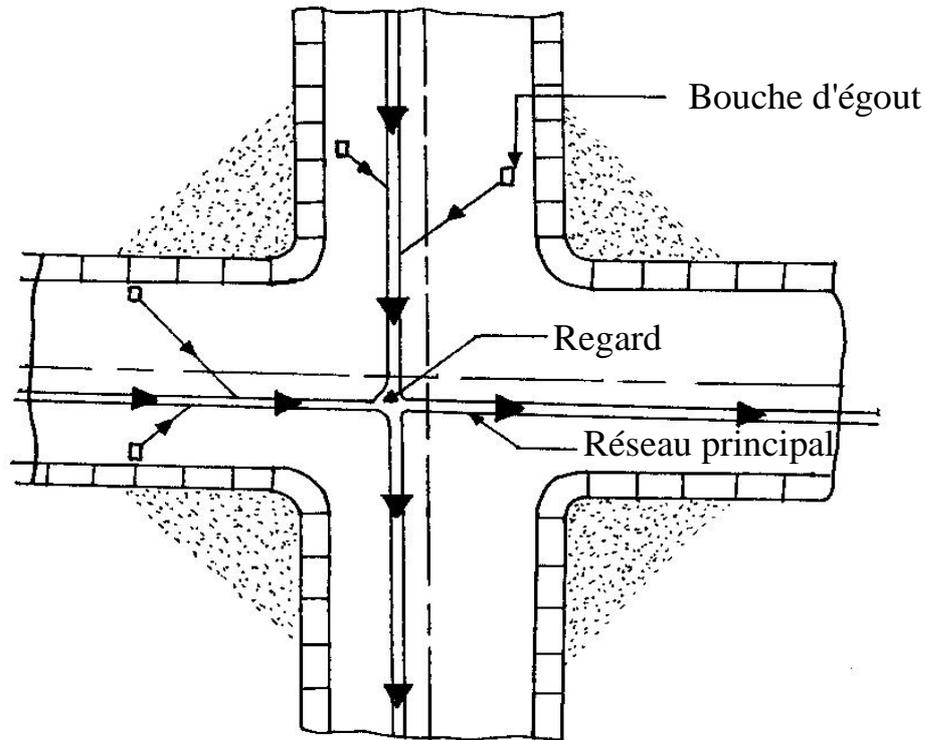


Figure V.2: Emplacement des bouches d'égout

V.1.3 Dimensionnement d'une bouche d'égout :

Détermination de la surface nette de passage d'eau :

D'après les formules d'écoulement par les orifices, on peut écrire :

$$Q = C \times \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec $C = 0,6 (ns) K$

Où

0,6 : représente la valeur du coefficient de débit.

ns : représente la section de passage de l'eau.

K : le coefficient de colmatage. $0,8 < K < 1$.

Généralement on fixe $K = 0,85$ à $0,9$.

h: représente la lame d'eau au niveau du trottoir fixée à $h \leq 0,1m$

D'autre part, nous avons :

$$Q = V_x \cdot S_r \dots\dots\dots(V.2)$$

$$V_x = K_r \times R_r^{2/3} \times I^{1/2} \quad \text{(Manning Strickler) } \dots\dots\dots(V.3)$$

$$K_r = 50 \cdot C_r + 10$$

C_r : coefficient de ruissèlement ($C_r = 0,6$ à $0,65$ pour une surface goudronnée)

R_r : rayon hydraulique.

I_r : pente géodésique :

S_r : section mouillée triangulaire (voir schéma V.3)

En remplaçant « C » par sa valeur donnée par V.2, la relation V.1 devient :

$$(ns) = \frac{V_x S_r}{0.6 \times K_r \times \sqrt{2gh}} \dots\dots\dots(V.4)$$

Détermination de la hauteur de la bouche d'eau :

$$HAC = CTA - CD \sin \alpha$$

Données de bases pour une bouche d'égout A et B:

$$CRA = 113.02m$$

$$CRB = 112.35m$$

$$LAB = 50m$$

Collecteur :

$$CR = 111m$$

$$DC' = 1.5 m$$

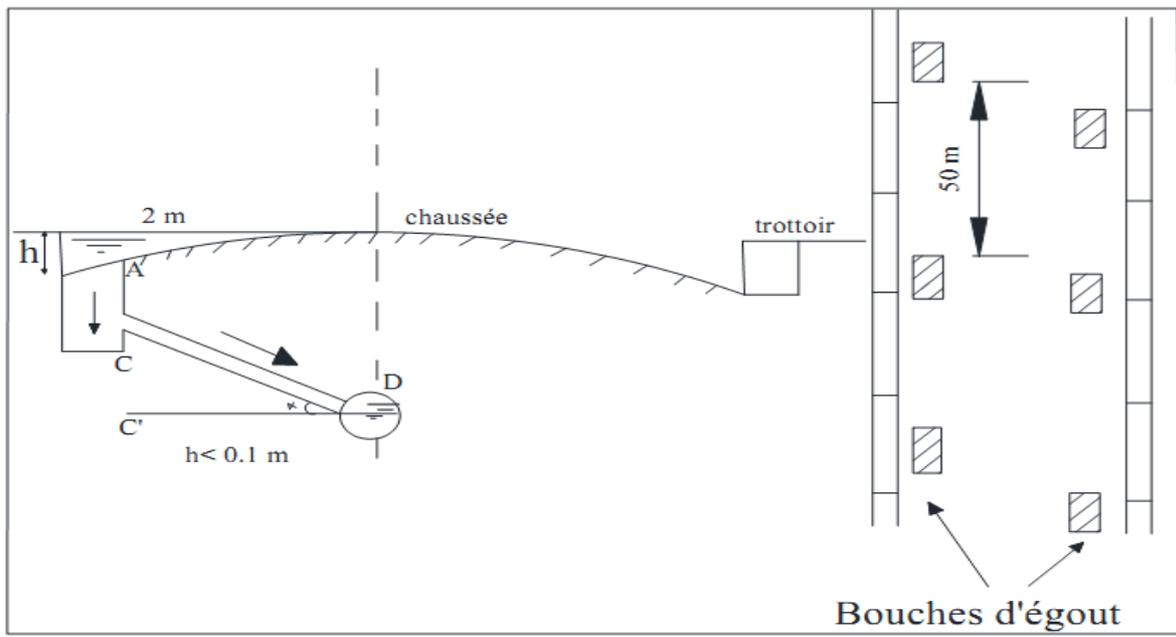


Figure V.3: Dimension d'une bouche d'égout

Application numérique :

$$\cdot Sr = (\frac{1}{2}) * 2 * 0.1 = 0.1 \text{ m}^2 \text{ et } Pr = 0.1 + 2 = 2.1 \text{ m}$$

$$V_r = (50 \times 0.6 + 10) \times \left(\frac{0.1}{2.1}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{113.02 - 112.35}{50}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.60 \text{ m/s}$$

Donc

$$(ns) = \frac{0.1 \times 0.6}{0.6 \times 0.9 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.1}} = 0.08 \text{ m}^2$$

$$HAC = CTA - CD - CD \sin \alpha$$

L'angle α étant petit :

Déterminons la cote du point « D » :

$$CD = CR \text{ col} + Y + 0,007$$

Y : représente la hauteur d'eau dans le collecteur R69-R71 qui est égale à 0.227cm

$$CD = 111.02 + 0.227 + 0.007 = 111.26 \text{ m}$$

$$CC' = C'D \operatorname{tg} \alpha = 1,5 \operatorname{tg} 30 = 1,5 \cdot \operatorname{tg} 30 = 0.866 \text{ m}$$

$$HAC = 113.02 - 111.26 - 0.866 = 89 \text{ cm}$$

V.2 Ouvrages d'accès au réseau (les regards)

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

La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50 m en terrain accidenté.
- 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement de direction
- A chaque jonction de canalisation
- Aux points de chute
- A chaque changement de pente
- A chaque changement de diamètre. [8]

V.2.1 Types des regards

On distingue différents types qui sont :

V.2.1.1 Regard de visite

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

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à 1.5 m ; diamètre 800 mm ;
- Profondeur supérieure à 1.5 m ; diamètre 1000 mm avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de 8cm en béton préfabriqué en usine, 12cm en béton coulé sur place avec un enduit étanche de 2cm.

V.2.1.2 Regard de ventilation

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

V.2.1.3 Regard de jonction

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

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

V.2.1.4 Regard de chute

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

La chute verticale profonde

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

La chute toboggan

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

Dimensionnement des regards de chute

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

$$x = Vt \dots\dots\dots(V.1)$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 \dots\dots\dots(V.2)$$

Ou :

x : La longueur du regard (m).

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

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

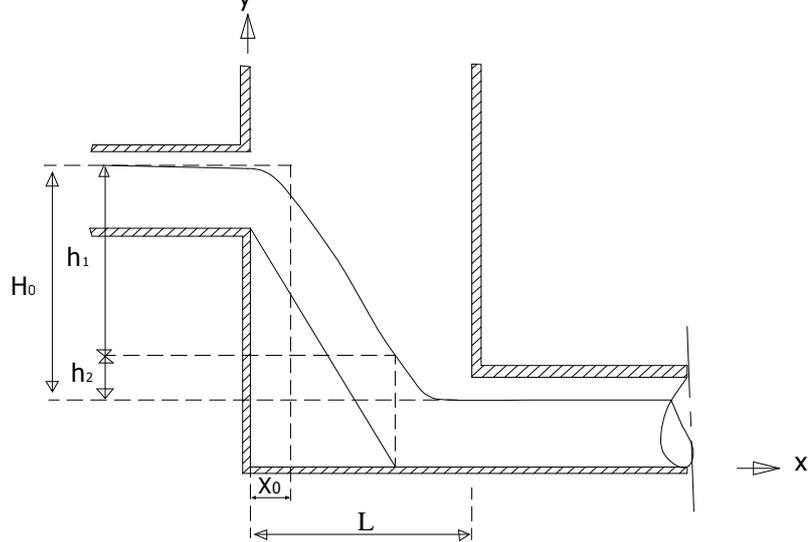
Des deux équations on aura : $x = \sqrt{\frac{2}{g} \frac{y}{V}} \dots\dots\dots(V.3)$

-Calcul des regards de chute :

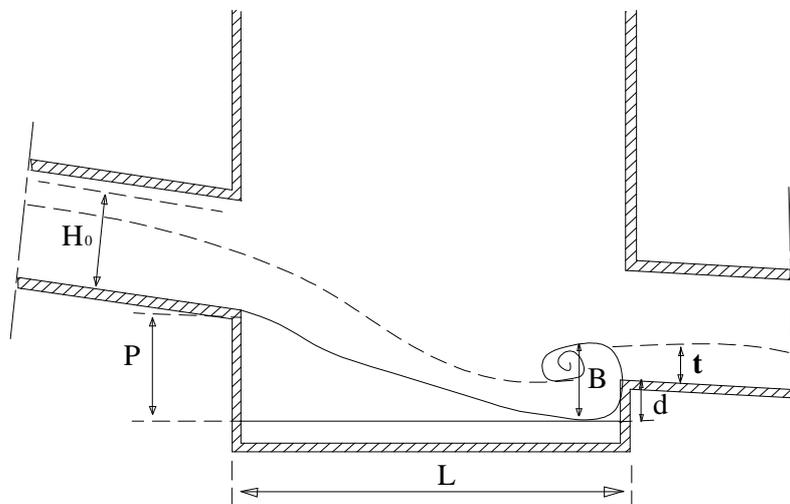
Il y a deux types des regards des chutes :

Type I : $\phi \leq 500\text{mm}$; hauteur de chut $\rho \leq 6\text{m}$.

Type II : $\phi > 500\text{mm}$; hauteur de chut $\rho \leq 3\text{m}$.



Type I



Type II

Pour le type II le mode de calcul est :

$$H_0 = h + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(V.4)$$

H_0 : énergie de l'eau à l'entrée (m)

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

D:le diamètre

-Débit spécifique : $q = Q/G$ ($m^3/s/m$).

-Hauteur critique :

$$h_c = \frac{q}{\sqrt{2g(p + H_0)}} \dots\dots\dots(V.5)$$

-Hauteur chute :

$$B = \left[\frac{0.45}{\sqrt{hc}} \right] - 0.5hc \dots\dots\dots(V.6)$$

-Longueur :

$$L = 1.5\sqrt{H_0(P - 0.33H_0)} \dots\dots\dots(V.7)$$

P :la chute (m)

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

G : Largeur du regard (m).

q : Débit spécifique ($m^3/s/m$).

hc : Hauteur critique (m).

B : Hauteur chute (m).

L : Longueur du regard (m).

Exemple de calcul

Regard de chute R164 située sur le collecteur principal 3

Données de bases

$$h = 0.13m$$

$$V = 2.2m/s$$

$$P = 1m$$

$$Q = 0.064m^3/s$$

$$D = 300mm$$

$$H_0 = h + \alpha \frac{V^2}{2g} ; \alpha = 1$$

$$H_0 = 0.13 + 1 \frac{(2.2)^2}{2 \times 9.81} = 0.38m$$

$$H_0 = 0.38m$$

$$G = 1,5 * 0,3 = 0,45 \text{ m}$$

$$G = 0,45 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{G} = \frac{0,064}{0,45} = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$q = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$hc = \frac{q}{\sqrt{2g(p + H_0)}} = \frac{0,14}{\sqrt{2 * 9,81(1 + 0,38)}} = 0,026 \text{ m} \quad hc = 30 \text{ mm}$$

$$B = \left[\frac{0,45}{\sqrt{hc}} \right] - 0,5hc = \left[\frac{0,45}{\sqrt{0,03}} \right] - 0,5 * 0,03 = 2,73 \text{ m} \quad B = 2,58 \text{ m}$$

$$L = 1,5\sqrt{H_0(P - 0,33H_0)} = 1,5\sqrt{0,38(1 - 0,33 * 0,38)} = 0,86 \text{ m} \quad L = 0,86 \text{ m}$$

Le dimensionnement des autres regards de chute dans le tableau (V. 1)

- les regards de chute R163 et R165 située sur le collecteur principal 3.
- les regards de chute R120 et R121 située sur le collecteur principal 6
- les regards de chute R99, R100 et R103 située sur le collecteur principal 7.
- le regard de chute R59 située sur le collecteur principal 8

Tableau V.1: dimensionnement des regards de chute

Regard de chute	H ₀ (m)	G(m)	q (m ³ /s/m)	hc(m)	B(m)	L(m)
R163	0,27	0,45	0,073	0,014	3,71	0,74
R164	0,38	0,45	0,14	0,026	2,73	0,86
R165	0,44	0,45	0,22	0,041	2,19	0,92
R120	0,63	0,45	0,28	0,059	1,81	0,64
R121	0,73	0,6	0,37	0,063	1,75	1,12
R99	0,29	0,45	0,09	0,017	3,44	0,77
R100	0,42	0,45	0,17	0,032	2,49	0,90
R103	0,65	0,6	0,34	0,071	1,65	0,65
R59	0,25	0,45	0,07	0,018	3,32	0,50

V.3 Les déversoirs d'orage

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

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

V.3.1 Emplacement des déversoirs d'orage

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

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes. [5]

V.3.2 Les types de déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoir

V.3.2.1 Déversoir à seuil frontal

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement. [5]

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 gh} \dots\dots\dots (V.4)$$

Dans laquelle :

Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m³/s) ;

μ : Coefficient de débit entre (0.27-0.45)

h : hauteur de la lame déversant (m)

L : Longueur de la lame déversant (m)

g: Accélération de la pesanteur (9.81m/s²)

V.3.2.2 Déversoir à seuil latéral

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place. [5]

On notera, à ce propos, que la longueur de crête déversant d'un déversoir latéral, calculée selon la formule d'Engels, est de 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal. Cette longueur de la lame de déversoir calculée est donnée par la même expression :

$$L = \left[\frac{Q}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1.67}} \right]^{\frac{1}{0.83}} \dots\dots\dots(V.5)$$

Dans laquelle :

Q : Débit déversé (m³/s) ;

μ : Coefficient de débit exprimé (μ moyen = 0.37) ;

H : Hauteur de charge (m) mesurée dans les conditions définies précédemment.

S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable, tout au plus un masque sur la partie du collecteur de sortie ;

Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé.

V.3.2.3 Déversoir avec ouverture de radier

Dans ce type de déversoir, le débit d de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le coté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec. [5]

V.3.2.4 Déversoir siphonide

Le déversoir siphonide a un rôle multiple. On peut en effet, par le procédé de déversement retardé, utiliser le collecteur comme bassin tampon.

Le fonctionnement peut être statique à un niveau maximal de mise en charge d'accumulation dans le réseau et, après avoir laisser passer le premier flot fortement pollué pour épuration, le siphonide s'amorce et produit le déversement accéléré. [5]

Il existe d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à barrage gonflable ;
- Les déversoirs automatiques.

V.3.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage

Pour notre cas on a un déversoir d'orage à seuil frontal et 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 le bassin de décantation 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. [8]

Mode de calcul

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil frontal 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) :

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \dots \dots \dots (V.6)$$

-Déterminer le débit critique :

$$Q_{cr} = Q_T \left(1 - \frac{t_c}{100} \right) \dots \dots \dots (V.7)$$

t_c = temps de concentration (mn)

Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers le collecteur aval

$$Q_{BS} = 3 \cdot Q_{US} \dots \dots \dots (V.8)$$

Q_{BS} : débit allant vers le bassin de décantation

- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{BS} \dots \dots \dots (V.9)$$

- On détermine la valeur de la lame déversante (Hr)
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

Les données de base sont les suivantes

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_T = 3,574\text{m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4,23\text{m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,096\text{m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers le bassin de décantation : $Q_{BS} = 0,288\text{m}^3/\text{s}$

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.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots\dots\dots(V.10)$$

t_c = temps de concentration (mn)

$t_c = 15$ mn

Donc $Z = 0.85$

-Calcul le débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_T = 0,85 * 3,574 = 3,038 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} = 3,038 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calcul le débit rejeté vers l'oued:

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{BS} = 3,038 - 0,288 = 2,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$R_{Q(BS)} = Q_{BS} / Q_{ps} \dots\dots\dots(V.11)$$

$$R_{Q_{cr}} = Q_{cr} / Q_{ps} \dots\dots\dots(V.12)$$

$$R_{Q(BS)} = 0.07$$

$$R_{Q_{cr}} = 0.72$$

D'après l'abaque :

$$R_h = 0,13 \text{ et } R_h = H_{BS} / D \quad \text{Donc} \quad H_{BS} = 16 \text{ cm}$$

Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à 16 cm

Calcul la hauteur d'eau critique :

D'après l'abaque

$$R_{h_{cr}} = 0,63 \text{ et } R_{h_{cr}} = H_{tcr} / D \quad \text{Donc} \quad H_{tcr} = 75 \text{ cm}$$

Calcul la hauteur d'eau déversé :

$$H_{dév} = H_{tcr} - H_{BS} = 75 - 16 = 59 \text{ cm}$$

$$\text{Donc} \quad H_{dév} = 59 \text{ cm}$$

La longueur du seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN

$$Q_d = \mu L \sqrt{2g} (H_d)^{(3/2)}$$

Avec :

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,4$)

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 :

$$L = \frac{Q_{\text{dév}}}{0,40 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \dots\dots\dots (V.13)$$

$$L = \frac{2,75}{0,4 (2 * 9,81)^{0,5} (0,75)^{1,5}} = 2,39m$$

On prend : **L= 2,4m**

Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire

$$l_{\text{ex}} = 0.012 \qquad Q_{\text{dév}} = 2.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque: $D_{\text{ex}} = 1200 \text{ mm}$

V.4 Bassin de décantation [1]

Son rôle est d'éliminer les matières en suspension ou flottantes des eaux d'égout brutes épurées biologiquement ou chimiquement.

V.4.1 différents types de bassin de décantation

V.4.1.1 Bassin de décantation circulaire



Figure V.4 Bassin circulaire

V.4.1.2 Bassin de décantation rectangulaire



Figure N V.5 Bassin rectangulaire

V.4.2 Choix du procédé pour notre projet

Le procédé adopté par notre projet est le procédé à décantation qui consiste à laisser déposer les matières en suspension.

Les matières en suspension dans l'eau peuvent être séparées des eaux usées si les trois conditions suivantes sont remplies :

1- Les particules doivent être si grosses qu'elles ne peuvent plus être poussées par les molécules d'eau toujours en mouvement.

2- Les matières doivent avoir un poids spécifique différents de celui des eaux usées $\rho_s > \rho_w$ (boue décantation)

3- La vitesse de sédimentation dépend de la façon dont l'eau circule (horizontalement), du type d'écoulement laminaire, de la viscosité cinématique de l'eau (δ) de la forme, de la grosseur et du poids spécifique ρ_s des particules qui doivent se décanter.

Pour notre cas, la taille des particules choisie est de 0,08mm [0,001 – 0,11] pour qu'elle suive la loi de STOKES et la masse volumique de 1,2 t/m³ de l'eau usée, la décantation des particules de l'eau résiduaire domestique sont équipées de racleur manuel de fond.

Le bassin est fait en béton armé et dimensionnées pour un temps de séjour (1 à 2 heures).

Pour notre projet on a choisie le type rectangulaire (facile pour la réalisation) La matière qui se dépose au fond du bassin est appelée boue. Il faut absolument enlever la boue du bassin de décantation avant qu'elle remonte à la surface et soit transportée hors du

bassin avec des camions spéciaux. Cette boue peut être transportée vers un endroit loin du cours d'eau et des agglomérations ou directement dans des installations de traitement des boues

V.4.3 Dimensionnement du bassin de décantation

Débit de pointe d'eau usée

Le débit de pointe d'après les calculs est estimé à 96 l/s

Débit d'eau usée diluée

$$Q_{BS} = 3 * 96 = 288 \text{ l/s}$$

δs 1.2 t/m³ densité d'eau usée d'après l'analyse et $d = 0.08 \text{ mm}$ diamètre des particules

$V_s = f(\delta s, d)$ de l'abaque densité diamètre on obtient (voir annexe).

$$V_s = 0.05 \text{ cm/s} = 0.0005 \text{ m/s}$$

Calcul de surface du bassin

$$S = : Q_{BS} / V_s = 0.288 / 0.0005 = 576 \text{ m}^2$$

Donc **S = 576 m²**

Volume du bassin :

$$V =: Q_{BS} * T$$

T = temps de séjour = 1,5 heures

$$V = 0.288 * 1,5 * 3600 = 1555,2 \text{ m}^3$$

On prend **V = 1556 m³**

Hauteur du bassin :

$$H \leq V / S \quad H \leq 1556 / 576 = 2,7 \text{ m}$$

On prend **H = 2.7 m**

Calcul la longueur et la largeur du bassin:

$$H \leq L/l \quad \text{on prend } L/l = 2.7 \quad \text{donc } L = 2.7 * l$$

$$\text{Et on a } S = L * l \quad \text{donc } l = S/L$$

D'après les calculs

$$L = 39.44 \text{ m} \quad l = 14.6 \text{ m} \quad h = 2.7 \text{ m} \quad S = 576 \text{ m}^2 \quad V = 1556 \text{ m}^3$$

L: longueur du bassin.

l: largeur du bassin.

H: hauteur du bassin.

V.4.4 Charges polluantes

À défaut de procéder à des prélèvements et analyses de l'eau usée, Les charges polluantes de notre eau usée sont :

MES=793,35mg/l , DBO5=462,35mgO2/l ,.DCO=802,70mgO2/l ,
 Azote ammoniacale (NH4)=105mg/l, Phosphate(PO4)=3.10mg/l ,
 Phosphore(P) =1mg/l, Aluminium (Al) <0.5mg/l , Plomb (Pb)= <0.5mg/l ,
 Chrome (Cr)= <0.5mg/l, Cadmium(Cd) =<0.5mg/l , Nike (Ni)= <0.5mg/l
 Cobalt(Co) =<0.5mg/l, Fer(Fe)=6,10mg/l, Manganèse (Mn)=0.25mg/l

On voit qu'il n'y a pas de pollution industrielle c'est une eau des agglomérations
 (Ces analyses sont fournies par la DHW de MEDEA).

A partir de ces charges polluantes on calcule la charge polluante journalière

$$\text{MES} = 0,79 \times 24883 = 19657,57 \text{ kg/j}$$

$$\text{MES} = 19657,57 \text{ kg/j}$$

$$\text{DBO5} = 0,46 \times 24883 = 11446,18 \text{ kg/j}$$

$$\text{DBO5} = 11446,18 \text{ kg/j}$$

V.4.5 Calcul des charges polluantes éliminées

Le bassin de décantation permet d'éliminer environ 35% de DBO5 et environ 60% de matière en suspension, les charges éliminées sont:

$$\text{Charge en MES} = 0,60 \times 19657,57 = 11794,54 \text{ kg/j}$$

$$\text{Charge en DBO5} = 0,35 \times 11446,18 = 4006,16 \text{ kg/j}$$

Conclusion

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

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

De l'autre part pour 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 :

- un déversoir d'orage de type frontal
- les regards
- les regards de chute

Et pour la préservation de milieu naturelle contre la pollution on a projeté un bassin de décantation en aval de l'agglomération

Chapitre VI

POSE

DES

CANALISATIONS

Introduction

Après la phase d'étude on passe a la réalisation du projet, cette dernière est dans la majorité des cas confiée à un entrepreneur spécialisé, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage. Ce dernier ou son délégué (maître de l'ouvrage), doit surveiller lors de l'exécution que les travaux sont bien réalisés conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels ainsi qu'aux règles de l'art.

VI.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, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées.

VI.2 Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter dans notre projet sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ou la couches de terre végétale.
- 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.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Constructions des déversoirs d'orage.
- Remblai des tranchées.
- Compactage.
- Travaux de finitions.

VI.2.1 Vérification, manutention des canalisations

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités.
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité.
- Le marquage en cas de défaut. [3]

VI.2.2 Décapage de la couche de terre végétale et de goudrons

Le décapage de la couche de terre végétale sur une faible épaisseur se fait par un bulldozer ou angledozer.

Le volume de la couche végétale décapée est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h \cdot L \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots(\text{VI.1})$$

Avec :

b: longueur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche végétale (m)

L : longueur totale des tranchées (m)



Figure VI.1: Bulldozer

VI.2.3 Emplacement des jalons des piquets (piquetage)

Suivant le tracé de réseau, 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. [3]

VI.2.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la pose des collecteurs urbains.

La profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par des conditions d'axe hydraulique ou de croisement d'ouvrages existants.

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral

de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements, on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

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.

L'engin utilisé pour cette opération est la pelle équipée en rétro.



Figure VI.2: pelle équipée en rétro

Pour les collecteurs en terrain naturel

a) Profondeur de la tranchée

$$H = e + D + h \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

H : Profondeur de la tranchée (m).

e : Epaisseur du lit de sable (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

h : Hauteur du remblai (m).

b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2C \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec :

B : Largeur de la fouille au fond (m) .

D : Diamètre de la conduite (m).

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite ($C = 0,3m$)

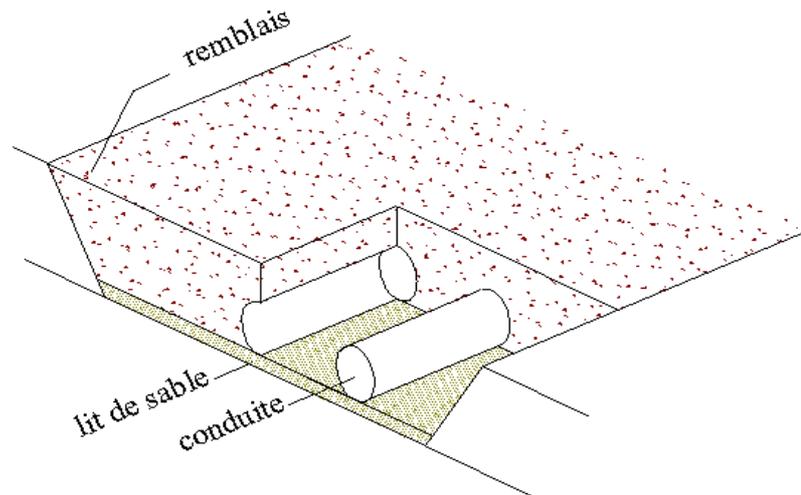


Figure VI.2: Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

VI.2.5 Aménagement du lit de pose des canalisations

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

Dans tous les cas on doit réaliser 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. [3]

VI.2.6 La mise en place des canalisations

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

Pipelayers (pose de la canalisation)

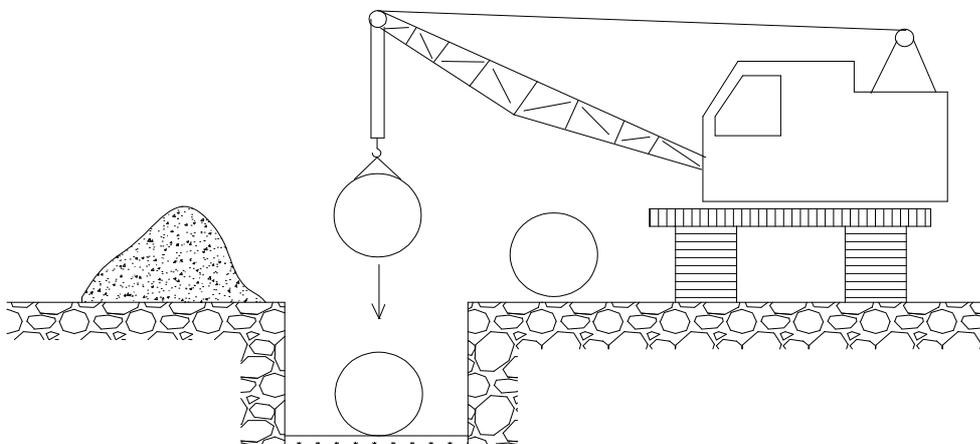


Figure VI.4: le pipelayers

VI.2.7 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.

VI.2.8 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.

VI.2.9 Exécution des regards

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

On peut avoir des regards préfabriqués.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier 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.

VI.2.10 Exécution des déversoirs d'orage

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

VI.2.11 Remblai 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'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 30 cm, le compactage jusqu'à 75cm au dessous de la génératrice supérieure du tuyau doit être effectuée par damage manuel, l'utilisation d'un engin de compactage nécessite des couches de remblai supérieur à 75 cm.



Figure VI.5: les chargeurs

VI.2.12 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.



Figure VI.6: compacteurs

VI. 2.13 Pour les travaux de finition

Pour le goudronnage on utilise :



Figure VI.7: machine de goudronnage

Conclusion

Le système d'assainissement de la ville de SOUAGUI est constitué de plusieurs ouvrages hydrauliques, telles que les conduites de différents diamètres, les regards de visite, les regards de jonction, regards de chute et des déversoirs d'orage.

La bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel, pour le choix des conduites on doit tenir compte de leur disponibilité sur le marché national.

Chapitre VII
GESTION
ET
EXPLOITATION
DU RESEAU

Introduction

La gestion des réseaux d'assainissement présente une telle complexité ce qui nécessite un traitement approfondi. En effet dans notre étude nous essayons d'apporter des solutions relatives à ces problèmes et la gestion d'un réseau d'assainissement a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des opérations de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par les interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- Exploitation par la régulation des débits et de la synchronisation collecte, transport et traitement.

VII.1 La connaissance du réseau

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (Pente, côte...etc.). [4]

VII.2 Surveillance du réseau d'assainissement

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

VII.2.1 Les caractéristiques géographiques et géométriques

Pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes.

Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.

VII.2.2 Les caractéristiques hydrauliques

- Pluviométrie
- Consommation d'eau

Débit entrant dans le réseau

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- La sécurité du personnel
- La maintenance du réseau
- La protection du milieu urbain et de l'environnement

VII.3 Organisation de l'entretien du réseau

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

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

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux. [7]

VII.3.1 Enlèvement des dépôts

L'ennemie première des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par chasse d'eau, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage à la main.

VII.3.2 Détection des fuites

Les causes principales des fuites sont :

- Caractéristiques de la conduite non adaptées à la pression.
- Action des surcharges roulantes.
- Terrain agressif ou instable.

La recherche des fuites s'effectue avec :

- Des appareils mécaniques.
- Des appareils électroniques comportant un capteur, un amplificateur réglable ou parfois un dispositif de contrôle visuel.

VII.3.3 Détection des eaux parasites

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait la nuit et on reconnaît les eaux parasites par leur clarté. Les méthodes principales de détection des eaux parasites peuvent se classer comme suit :

- Visites de terrains et mesures instantanées.
- Mesures en continu
- Contrôle par dispositif fumigène
- Contrôle par injection de colorant
- Inspection télévisée.

VII.3.4 Entretien des joints

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

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

VII.4 Exploitation du réseau

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagés et des collectivités. C'est pourquoi la fiabilité de l'ensemble de ces ouvrages et appareillages mécaniques repose sur un certain nombre de conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

- la connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations, au respect de l'environnement et du milieu récepteur
- la compétence technique relative au fonctionnement et à l'aménagement du réseau permet d'en déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoquée par l'urbanisation.
- La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes et la conduite souvent délicate des stations d'épuration.
- La protection du personnel et l'amélioration des conditions de travail.
- L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vue d'assurer le niveau de qualité exigée par les collectivités avant tout rejet dans le milieu naturel.
- La nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules et matière). Permettant le fonctionnement de l'équipe publique aux moindres coûts, en respectant l'équilibre des dépenses et des recettes sans oublier les économies d'énergie possibles.

On admet que les modalités d'exploitation que l'on vient d'énumérer sont aussi importantes que la conception des équipements et ouvrages d'assainissement.

VII.4.1 Technique d'exploitation du réseau

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits de temps et de petites pluies nécessitent pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

Aussi on est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

VII.4.2 Curage mécanique des égouts visitables

Elle se fait par des appareils qui fonctionnent sur le principe de la poussée produite par le déplacement d'une vanne épousant la forme de la section du collecteur munie d'un orifice chassé d'eau à sa base.

Le nettoyage par curage peut se faire également à la main, avec l'aide des chasses qui entraînent les parties meubles et ne laissent que les dépôts les plus grossiers que l'on pousse vers les regards de visites d'où ils seront extraits et évacués.

VII.4.3 Curage des égouts non visitables

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:
Procédé hydrodynamique.

Procédé manuel.

VII.4.3.1 Le procédé hydrodynamique

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

Cureuses hydromécaniques

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis que d'autres jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

Les aspiratrices

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement, des bacs de dessablement.

Elles sont également utilisées lors du curage des collecteurs visitables car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux

d'aspiration.

VII.4.3.2 Les procédés manuels de curage

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

La chasse d'eau

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâtard d'eau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients parmi lesquels: la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers ainsi que le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

Le curage par la boule

La boule flottante

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car il est constamment en charge, une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial. Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau ainsi créé entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie qui permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

La boule roulante

Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

VII.5 Gestion informatique du réseau

L'outil informatique, nous permet de mieux gérer nos réseaux d'assainissement et nous facilitera la tâche de gestion de fonctionnement des différents ouvrages existants ; mais pour arrivé à cela et rendre cette technique plus efficace, il faut avoir une bonne connaissance sur le comportement de notre réseau autant par temps secs que par de temps de pluie et de ce fait on pourra améliorer le fonctionnement du réseau en remplaçant certains ouvrages et leur recommander les précautions à prendre avant le passage aux diverses actions.

La gestion informatisée ou automatisée porte sur :

- Les postes automatiques locaux constitués d'un micro-ordinateur frontal, armoire et de capteurs qui fonctionnent de façon tout à fait autonome.
- Les capteurs qui limitent la tranche d'eau dans la bache et émettent le signal de démarrage et de l'arrêt des pompes.
- Les systèmes d'automatisme hiérarchisés, constitués de centres principaux et secondaires où l'on distingue.
- Le centre principal équipé d'automates programmables, qui est relié par ligne téléphonique à l'ordinateur.
- Les centres secondaires, sont reliés au centre principal à travers une ligne spécialisée.
- Les capteurs, les actionnaires, les automatismes à l'origine de la commande électromécanique, qui sont connectées à un automate programmable.

VII.6 Formation et protection des personnels

La mise en place d'un contrôle centralisé entraîne les conséquences suivantes :
Diminution des tâches routinières de surveillance.

Enrichissement des tâches liées à la découverte de nouvelle technique et à la recherche d'une gestion technique optimale.

La tâche de l'agent n'est plus de constater puis de rendre compte, mais de rechercher l'exploitation des anomalies puis d'agir.

Afin d'assurer de bonnes conditions de travail et éviter tout problème, il est nécessaire de réparer les endroits présentant des dangers relativement considérables et informer le personnel de leurs emplacements et il faut assurer la bonne aération des lieux au personnel.

Conclusion

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

conclusion général

La ville de SOUAGUI connaît un développement de population considérable dans ces dernières années, ce qui a engendré une augmentation des besoins en eau donc augmentation de la quantité de rejet.

L'impact principal de cette étude a été projeté un réseau d'assainissement de type unitaire qui permet d'évacuer tous les débits des eaux usées et pluviales

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.

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

Pour les conduites utiliser sont des conduites en béton armé qui a une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique.

Pour les éléments du réseau d'égout on a projeté des regards de visite, des regards de chute car la pente est trop importante. Un déversoir d'orage de type frontal pour envoyer les eaux usées vers le bassin de décantation et les eaux pluviales vers l'oued pour diminuer la pollution en milieu naturel.

Le point le plus important pour notre projet, c'est de tracer une politique de gestion, d'entretien et d'exploitation, pour permettre de bien gérer les réseaux d'assainissement de la phase de conception à la phase mise en exploitation.

Bibliographiques

- [1] : BENHMED .H, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Conception d'un réseau d'assainissement de la ville de l'oued Elallaug (W.Blida) ENSH 2007.
- [2] : B. TOUAIBIA, « Manuel Pratique d'hydrologie », mars 2004.
- [3] : Bourier.R. «Les réseaux d'Assainissement. Calcul- Application -Perspectives» ;
11, rue Lavoisier.F 75384 Paris Cedex 08.1997.
- [4] : C.GOMELLA et H.GUERRE « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales», tome 1, édition Eyrolles, 1986 Paris.
- [5] :Hachemi / Cours d'Epuration 5^{ème}année / ENSH – Blida 2011.
- [6] : M.SATIN et B.SELMI « Guide technique de l'assainissement » 3^{ème} Edition.
- [7] : REGIS BOURRIER, « les réseaux d'assainissement », 5^{ème} Edition Lavoisier. Paris 1994.
- [8] : Salah Boualem / Cours d'assainissement 5^{ème}année / ENSH – Blida 2011.
- [9] : Valiron.F. «Gestion des eaux. Alimentation en eau -Assainissement» ;11, rue Lavoisier.F75384 Paris Cedex 08. 1989.

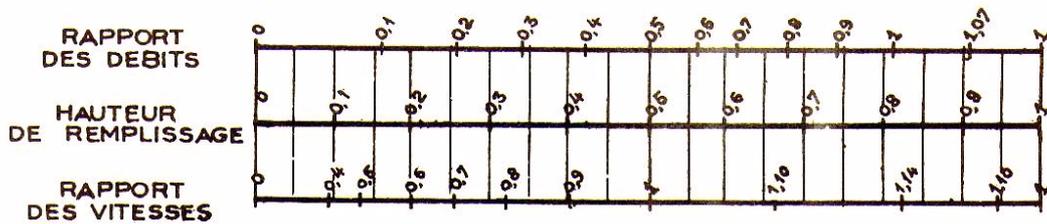
Annexes

ANNEXE 2

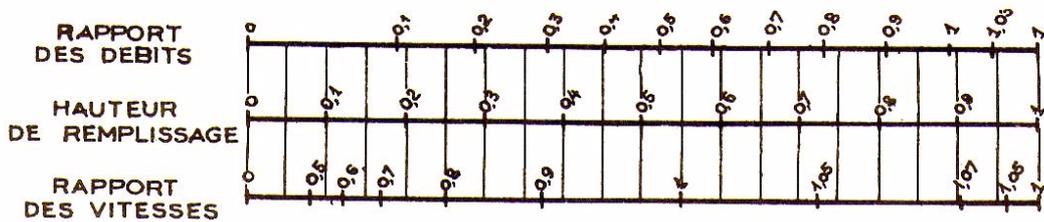
ANNEXE X

VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



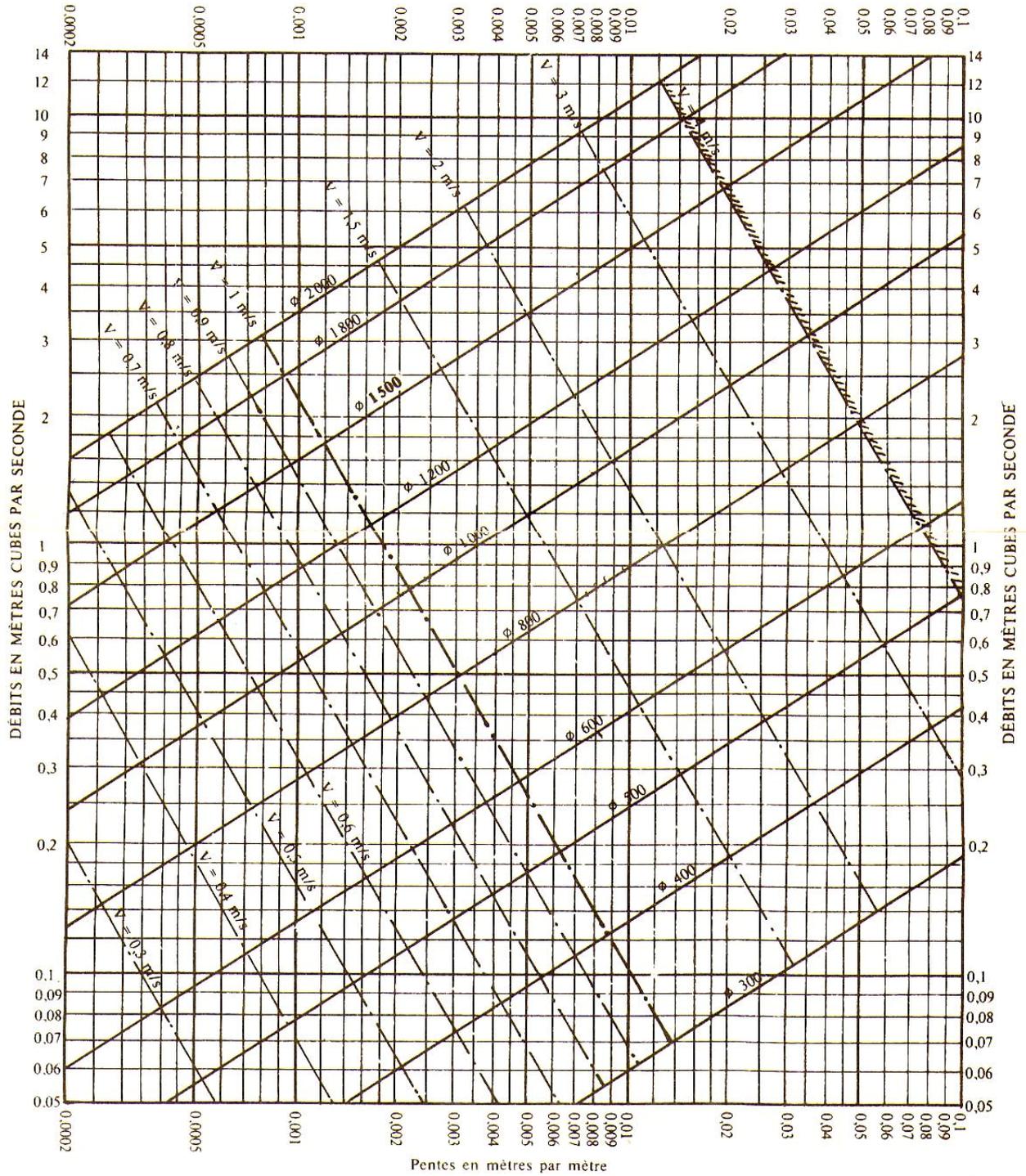
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE 1

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



PJ max (mm)	13,5	15,5	21	18,3	28,1	10,6	0	11,4	4,4	4,7	0	5,2	28,1	218
2001														
PJ max (mm)	10,2	2,2	12,7	4,8	7,6	7,8	3,8	2,8	1,6	0	10,4	19	19	198
2002														
PJ max (mm)	12,5	8,5	15,1	26,9	27,4	20,4	2,9	34	25	0,2	0	0	34	457,2
2003														
PJ max (mm)	48,4	23,9	15,6	14,7	12,1	4,5	9,6	15	28,2	0,4	16,4	6	48,4	554,6
2004														
PJ max (mm)	5,3	17,4	22,1	18,2	20	13	4	7,6	8	4,7	0	0	22,1	380
2005														
PJ max (mm)	9,7	26,8	24,2	20,9	17,6	23,8	10,7	44,9	22,7	3,7	0	0	44,9	380,6
2006														
PJ max (mm)	25,5	4,5	28,8	16,2	2,2	20,3	55,2	16,9	19	8,7	6,5	2,2	55,2	444,6
2007														
PJ max (mm)	77,4	15,3	21,6	4,7	2,5	17,6	24,2	3,4	30,3	11,2	0,6	0,5	77,4	510,2
2008														
PJ max (mm)	17,3	12,7	12,7	34,3	11,3	4,8	20,5	25,8	14,8	0	0	8,2	34,3	406,4
2009														
PJ max (mm)	37	13,3	17,5	0	22,9	16,4	34,3	7,1	26,1	2,5	0	40,4	40,4	467
2010														
PJ max (mm)	3,2	20,1	27,2	10,6	8,7	29,6	12,5	33,3	38	14,5	0	7,2	38	485,4