

Liste des abréviations

<i>A</i> :	superficie du bassin versant
<i>B</i> :	La largeur du canal rectangulaire
<i>bv</i> :	Bassin versant
<i>C</i> :	Coefficient de ruissellement
<i>Cam</i> :	Cote amont
<i>Cav</i> :	Cote aval
<i>ceq</i> :	Coefficient d'équivalence
<i>Dcal</i> :	Diamètre calculé
<i>Dnor</i> :	Diamètre normalisé
<i>DN</i> :	Diamètre nominal
<i>EP</i> :	Eau pluviale
<i>EU</i> :	Eau usée
<i>H</i> :	La hauteur de l'eau d'un canal rectangulaire
<i>ha</i>	Hectare
<i>h</i> :	la hauteur d'eau du canal circulaire
<i>I</i> :	Pente du bassin versant
<i>Ic</i> :	Pente de la conduite
<i>i</i> :	Intensité moyenne de précipitation
<i>K</i> :	coefficient se rapportant aux unités
<i>Kp</i> :	Coefficient de pointe
<i>Kr</i> :	Coefficient de rejet

Ks :	Coefficient de Manning Strickler
ni :	Nombre d'habitant ou équivalent habitant
P :	Le périmètre mouillé du canal rectangulaire
P.V.C :	Polychlorure de vinyle
Q_{brute} :	Débit brute
Q_{ecp} :	Débit des eaux claires parasites
Q_{eud} :	Débit des eaux usées domestiques
Q_{eui} :	Débit des eaux usées industrielles
Q_{moyj} :	Débit moyen journalier
Q_p :	Débit de pointe
Q_{ps} :	Débit à plein section
Q_{ts} :	Débit de temps sec
R_h :	Rayon hydraulique
rh :	Rapport des hauteurs
rq :	Rapport des débits
rv :	Rapport des vitesses
S :	Section de la canalisation
STEP :	Station d'épuration
tc :	Temps de concentration
V :	la vitesse d'écoulement
V_{ps} :	La vitesse à plein section

Liste des tableaux

Tableau I.1 :	Avantages et inconvénients des systèmes d'évacuation.....	10
Tableau I.2 :	Domaines d'utilisation et Contraintes d'exploitation.....	11
Tableau I.3 :	Caractéristiques, avantages et inconvénients des matériaux de canalisation....	20
Tableau II.1 :	Valeur de coefficient de ruissellement selon le type de surface (I=pente).....	30
Tableau II.2 :	Valeur de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.....	30
Tableau II.3 :	Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants...	35
Tableau II.4:	Valeurs de coefficient d'équivalence <i>ceq</i>	41
Tableau III.1 :	les principaux symboles graphiques normalisés.....	50
Tableau IV.1:	Précipitations moyennes annuelles des stations de Ghazaouet et Dar Bencherki.....	70
Tableau IV.2 :	les températures moyennes mensuelles de la ville de Souahlia.....	71
Tableau IV.3 :	Équipements et infrastructures de la ville de Souahlia.....	73
Tableau IV.4 :	Equipements public de la zone Aa	78
Tableau IV.5 :	Données nécessaires pour le calcul des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau Aa	79
Tableau IV.6 :	Résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau Aa	80
Tableau IV.7 :	Résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau Aa	82
Tableau IV.8 :	Résultats de dimensionnement des tronçons du réseau Aa	83
Tableau IV.9 :	Résultats de l'autocurage des tronçons du réseau Aa	85
Tableau IV.10 :	Données nécessaire pour le calcul des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau Ab	86

Tableau IV.11 :	Résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau Ab	87
Tableau IV.12 :	Résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau Ab	87
Tableau IV.13 :	Résultats de dimensionnement des tronçons du réseau Ab	88
Tableau IV.14 :	Résultats de l'autocurage des tronçons du réseau Ab	88
Tableau IV.15 :	Données de calcul du débit d'eaux pluviales des tronçons de la zone Ac	89
Tableau IV.16 :	Résultats de calcul des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau Ac	89
Tableau IV.17 :	Résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau Ac	90
Tableau IV.18 :	Résultats de dimensionnement des tronçons du réseau Ac	90
Tableau IV.19 :	Résultats de l'autocurage des tronçons du réseau Ac	90
Tableau IV.20 :	Données de calcul du débit d'eaux pluviales des tronçons de la zone Ad	91
Tableau IV.21 :	Résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau Ad	91
Tableau IV.22 :	Résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau Ad	92
Tableau IV.23 :	Résultats de dimensionnement des tronçons du réseau Ad	92
Tableau IV.24 :	Résultats de l'autocurage des tronçons du réseau Ad	92
Tableau IV.25 :	Données de calcul du débit d'eaux pluviales de la zone Ae	93
Tableau IV.26 :	Résultats du débit d'eaux pluviales de tronçon du réseau Ae	93
Tableau IV.27 :	Résultats des débits d'eaux usées de tronçon du réseau Ae	93
Tableau IV.28 :	Résultats de dimensionnement de tronçon du réseau Ae	94
Tableau IV.29 :	Résultats de l'autocurage de tronçons du réseau Ae	94
Tableau V.1 :	Diamètres calculés et diamètres existants du réseau Aa	95
Tableau V.2 :	Diamètres calculés et diamètres existants du réseau Ab	99
Tableau V.3 :	Diamètres calculés et diamètres existants du réseau Ac	100

Tableau V.4 : Diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ad**..... 101

Tableau V.5 : Diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ae**..... 102

Liste des figures

Figure I.1	: Le système unitaire.....	7
Figure I.2	: Le système séparatif.....	8
Figure I.3	: Système pseudo séparatif.....	8
Figure I.4	: Schéma perpendiculaire.....	12
Figure I.5	: Schéma par déplacement latéral.....	13
Figure I.6	: Schéma à Collecteur Etagé.....	13
Figure I.7	: Schéma de type radial.....	14
Figure I.8	: Schéma à Collecte Transversal ou Oblique.....	14
Figure I.9	: Conduites en béton non armé.....	16
Figure I.10	: Conduite en béton armé.....	16
Figure I.11	: Conduites en amiante – ciment.....	17
Figure I.12	: Conduites en fonte ductile.....	18
Figure I.13	: Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié.....	18
Figure I.14	: Les conduites ovoïdes.....	19
Figure I.15	: Un regard.....	22
Figure I.16	: Un caniveau.....	23
Figure I.17	: Grille de caniveau.....	23
Figure I.18	: Bouche à accès latérale.....	23
Figure I.19	: Représentation schématique d'un déversoir d'orage.....	24
Figure II.1	: Découpage d'un bassin en secteur.....	28
Figure II.2	: Exemple de découpage en sous bassins versants et d'assemblage.....	35
Figure II.3	: Organigramme de dimensionnement des réseaux d'assainissement...	48
Figure III.1	: Schématisation d'un bassin versant élémentaire pour un seul collecteur.....	53
Figure III.2	: Schématisation de plusieurs bassins versants élémentaires.....	61
Figure IV.1	: Localisation de la commune de souahlia dans la wilaya de Tlemcen.....	69
Figure IV.2	: Communes limitrophes de Souahlia.....	69
Figure IV.3	: La carte hydrographique de la ville de Souahlia.....	72
Figure V.1	: Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du	

réseau Aa	98
Figure V.2 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau Ab	100
Figure V.3 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau Ac	101
Figure V.4 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau Ad	102
Figure V.5 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau Ae	103
Figure V.6 : Schématisation du canal rectangulaire.....	105

Table des matières

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

Chapitre I : Généralités sur les réseaux d'assainissement

I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition de l'assainissement.....	3
I.3. Rappel historique de l'assainissement.....	3
I.4. Les différents types d'assainissement.....	4
I.4.1. L'assainissement non collectif	5
I.4.2. L'assainissement collectif.....	5
I.4.3. L'assainissement semi-collectif.....	5
I.5. Définition d'un réseau d'assainissement urbain.....	6
I.6. Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.....	6
I.6.1. Définition des divers systèmes.....	6
I.6.1.1. Système unitaire.....	6
I.6.1.2. Système séparatif.....	7
I.6.1.3. Système pseudo séparatif.....	8
I.6.1.4. Le système composite.....	9
I.6.1.5. Système non gravitaire (Sous pression).....	9
I.6.2. Avantages et inconvénients des systèmes d'évacuation.....	9
I.6.3. Domaines d'utilisation privilégiés et contraintes d'exploitation des principaux systèmes.....	11
I.6.4. Choix du système d'assainissement.....	12
I.7. les différents schémas d'évacuation.....	12
I.7.1. Schéma perpendiculaire.....	12
I.7.2. Schéma par déplacement latéral.....	13
I.7.3. Schéma de collecteur par zones étagées.....	13
I.7.4. Schéma radial.....	13
I.7.5. Schéma à collecte transversale ou oblique.....	14
I.7.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	14
I.8. Eléments constitutifs du réseau.....	15
I.8.1. Les ouvrages principaux.....	15

I.8.1.1. Les canalisations.....	15
I.8.1.2. Types de canalisations.....	15
I.8.1.2.1. Conduites en béton non armé.....	16
I.8.1.2.2. Conduites en béton armé.....	16
I.8.1.2.3. Conduites en amiante – ciment.....	17
I.8.1.2.4. Conduites en fonte ductile.....	17
I.8.1.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié.....	18
I.8.1.2.6. Les conduites ovoïdes.....	18
I.8.1.3. Caractéristiques, avantages et inconvénients des matériaux de canalisation.....	19
I.8.1.4. choix du type de canalisation.....	20
I.8.2. Les ouvrages annexes.....	21
I.8.2.1. Branchements particulières.....	21
I.8.2.2. Les regards.....	21
I.8.2.2.1. Regards de visite.....	21
I.8.2.2.2. Regards de jonction.....	21
I.8.2.2.3. Regards de chasse.....	22
I.8.2.3. Gargouilles.....	22
I.8.2.4. Caniveaux.....	22
I.8.2.5. Bouches d'égout.....	23
I.8.2.6. Déversoirs d'orage.....	23
I.9. Facteurs influençant sur la conception d'un projet.....	24
I.9.1. Les données naturelles du site.....	24
I.9.1.1. La pluviométrie.....	24
I.9.1.2. La topographie.....	25
I.9.1.3. Hydrographie et régime des nappes souterraines.....	25
I.9.1.4. La géologie.....	25
I.9.2. Données relatives aux agglomérations existantes.....	25
I.9.3. Données relatives au développement futur de l'agglomération.....	25
I.9.4. les données propres à l'assainissement.....	26
I.10. Conclusion.....	26

Chapitre II : Méthodes et bases de calcul

II.1. Introduction.....	27
II.2. Evaluation de débit d’eaux pluviales.....	27
II.2.1. Débits d’eaux pluviales.....	27
II.2.2. Les méthodes hydrologiques utilisées en transformation pluie-débit au niveau des bassins versant.....	28
II.2.2.1. Méthode rationnelle.....	28
II.2.2.1.1. Le coefficient de ruissellement.....	29
II.2.2.1.2. Intensité moyenne de précipitation.....	31
II.2.2.1.3. Temps de concentration.....	31
II.2.2.1.4. Validité De La Méthode Rationnelle.....	32
II.2.2.2. Méthode de Caquot.....	32
II.2.2.2.1. Pente moyenne des sous bassins.....	34
II.2.2.2.2. Assemblage des bassins versants.....	34
II.2.2.2.3 Limitation de la méthode de Caquot.....	36
II.2.2.3. Choix des périodes de retour des pluies.....	36
II.3. Evaluation des débits d’eaux usées.....	36
II.3.1. Origine et nature des eaux usées.....	37
II.3.1.1. Les eaux usées d’origine domestique.....	37
II.3.1.2. Les eaux usées industrielles.....	37
II.3.1.3. Les eaux des services publics.....	37
II.3.1.4. Eaux usées parasites.....	37
II.3.2. Evaluation de la quantité d’eaux usées à évacuer.....	38
II.3.2.1. Prévision démographique.....	38
II.3.2.2. Estimation des débits d’eaux usées domestiques.....	39
II.3.2.2.1. Evaluation du débit de pointe.....	39
II.3.2.3. Estimation des débits d’eaux usées industrielles.....	41
II.3.2.4. Estimation des eaux usées parasites.....	42
II.4. Dimensionnement du réseau d’assainissement.....	43
II.4.1. Les méthodes hydrauliques utilisées au niveau des réseaux d’assainissement..	43
II.4.1.1. Ecoulement à surface libre.....	43
II.4.1.2. Ecoulement permanent et non permanent.....	43

II.4.1.3. Ecoulement uniforme et non uniforme.....	44
II.4.2. Calcul hydraulique par la méthode classique.....	44
II.4.3. Conditions de fonctionnement d'un réseau en réseau séparatif ou unitaire.....	45
II.5. Conclusion.....	48

Chapitre III : Utilisation de l'outil informatique pour le dimensionnement

III.1. Introduction.....	49
III.2. Définition de la programmation.....	49
III.2.1. Algorithme.....	49
III.2.1.1. L'organigramme d'un programme.....	50
III.2.1.2. Les structures algorithmiques.....	50
III.3. Définition de MATLAB.....	51
III.3.1. Scripts MATLAB.....	52
III.4. La conception des scripts sous Matlab pour l'évaluation des débits et pour le dimensionnement.....	53
III.4.1. La conception des scripts pour un tronçon.....	53
III.4.1.1. Conception de script qui permet d'évaluer le débit d'eau pluviale d'un tronçon par la méthode rationnelle pour un bassin versant.....	53
III.4.1.2. Conception de script qui permet d'évaluer le débit d'eau pluvial d'un tronçon par la méthode de Caquot pour un bassin versant.....	55
III.4.1.3. Conception de script qui permet d'évaluer le débit des eaux usées d'un tronçon.....	56
III.4.1.4. Conception de script qui permet de dimensionner un tronçon.....	58
III.4.2. La conception des scripts pour dimensionner un réseau d'assainissement...	61
III.5. Conclusion.....	67

Chapitre IV : Etude du schéma directeur d'une zone de la ville de Souahlia

IV.1. Introduction.....	68
IV.2. présentation de la ville de Souahlia.....	68
IV.2.1. Situation géographique.....	68
IV.2.2. Données climatologique.....	69
IV.2.2.1. Pluviométrie de la région.....	69

IV.2.2.1.1. Pour la station de Ghazaouet.....	70
IV.2.2.1.2. Pour la station de Dar Bencherki.....	71
IV.2.2.2. La température.....	71
IV.2.3. Hydrographie.....	71
IV.2.4. Caractéristiques géologique.....	72
IV.2.5. Situation démographique actuelle.....	73
IV.2.5.1. Population actuelle.....	73
IV.2.5.2. Equipements et infrastructures.....	73
IV.3. Description du réseau d'assainissement existant de la ville de Souahlia.....	74
IV.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement de la zone A	76
IV.4.1. Etude de la zone A	76
IV.4.1.1. Préparation des paramètres nécessaires pour le calcul des débits.....	76
IV.4.1.1.1. Paramètres pour le calcul du débit d'eaux pluviales.....	76
IV.4.1.1.2. Paramètres pour le calcul du débit d'eaux usées.....	77
IV.4.1.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement de la zone Aa	77
IV.4.1.3. Dimensionnement du réseau Ab	86
IV.4.1.4. Dimensionnement du réseau Ac	88
IV.4.1.5. Dimensionnement du réseau Ad	91
IV.4.1.6. Dimensionnement du réseau Ae	92
IV.5. Conclusion.....	94

Chapitre V : Interprétations et discussions

V.1.Introduction.....	95
V.2. Comparaison entre les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants.....	95
V.2.1. Cas du réseau Aa	95
V.2.2. Cas du réseau Ab	99
V.2.3. Cas du réseau Ac	100
V.2.4. Cas du réseau Ad	101
V.2.5. Cas du réseau Ae	102
V.2. Interprétation.....	103
V.2.1. Redimensionnement du canal.....	104
V.3. Conclusion.....	108

Conclusion générale.....	109
---------------------------------	------------

Introduction générale

L'humanité, depuis son apparition sur terre, a cherché à améliorer son existence en essayant de trouver des techniques lui permettant de rendre sain son cadre de vie.

L'assainissement s'inscrit justement dans cette logique car il a pour rôle la collecte et le traitement des eaux et des déchets solides.

La collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales sont devenues une nécessité urgente pour les pays du Tiers-Monde. En effet, depuis les indépendances. Les gouvernements de ces pays se sont surtout préoccupés de l'approvisionnement en eau des populations, au détriment des systèmes d'assainissement. De nos jours, la pollution de l'environnement a atteint dans les centres urbains de ces pays un degré tel qu'elle constitue un problème majeur.

Au plan de la conception des réseaux d'assainissement, notamment à l'étape du dimensionnement, l'utilisation de l'outil informatique est d'un grand intérêt puisque les calculs sont souvent longs et répétitifs.

Le but de ce projet de fin d'études est d'élaborer des programmes pour le calcul automatique des collecteurs d'eaux usées et les collecteurs d'eaux pluviales en milieu urbain. Nous l'avons intitulé des scripts MATLAB pour dimensionner une tranche du réseau d'assainissement de type unitaire de la ville de Souahlia.

Ces scripts s'appliquent au dimensionnement de conduites circulaires supportant un écoulement gravitaire.

Au titre de cet enjeu, on a fait une étude du schéma directeur d'assainissement d'une zone de la ville de Souahlia qui a été réhabilitée récemment (en 2012) à cause des problèmes liés à la capacité du réseau. Pour cela, il est indispensable d'avoir certaines informations propres à l'agglomération (la topographie, la démographique, situation géographique...) afin de faire une étude convenable du système d'évacuation des eaux.

Au cours de ce travail, nous nous évertuerons à dimensionner le réseau d'assainissement de la plus grande zone de la ville de Souahlia en utilisant un programme sous Matlab. Pour atteindre cet objectif, on a partitionné ce travail en cinq chapitres :

- Le premier chapitre est un chapitre introductif qui traite des différentes notions de base associées aux réseaux d'assainissement.
- Le deuxième chapitre donne les grandes lignes des méthodes de calcul pour l'évaluation des débits et pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement.
- Le troisième chapitre est pour objectif de concevoir des scripts Matlab qui permettent de faire le calcul automatique.
- Le quatrième chapitre présente l'étude du réseau d'assainissement d'une zone de la ville de Souahlia en utilisant les programmes conçus dans le troisième chapitre.
- Le cinquième chapitre a pour objectif de vérifier la fiabilité des programmes et pour interpréter les résultats.

Chapitre I : Généralités sur les réseaux d'assainissement

I.1. Introduction :

Ce chapitre présente sommairement les diverses caractéristiques générales des réseaux d'assainissement. Outre les diverses typologies, la présentation de ces caractéristiques ne sera pas limitée aux caractéristiques physiques et fonctionnelles de ce type d'infrastructure urbaine. Elle portera également sur les facteurs influençant la conception d'un projet d'assainissement.

I.2. Définition de l'assainissement :

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux, pluviales et usées et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement [1].

I.3. Rappel historique de l'assainissement :

Les relations entre la gestion des eaux de surface et l'aménagement de l'espace en milieu urbain sont liés à une technique urbaine particulière : l'assainissement.

Les relations entre l'eau et la ville sont complexes et anciennes. Leur compréhension nécessite une analyse historique du développement des villes, et en particulier une analyse de l'évolution des techniques utilisées pour assainir la ville.

L'homme a, depuis l'origine de l'habitat, imaginé différentes techniques susceptibles de lui permettre de mieux maîtriser son environnement. L'assainissement urbain, compris au sens large (assainir = rendre sain) constitue l'une de ces techniques.

Les problèmes posés par l'évacuation des eaux usées sont aussi anciens que les villes. Il est donc naturel que des solutions aient été trouvées, à toutes les époques et sous toutes les conditions :

- Dans la ville de Mohenjo-Daro au nord-ouest de l'Inde, qui est représentative de l'une des premières civilisations urbaines qui soient apparues sur notre planète, les archéologues ont dégagé des canalisations conduisant à des bassins, dont tout laisse à penser qu'ils servaient à stocker les eaux de pluie ;

- Les fouilles de la ville de Fostat en Egypte ont permis de découvrir des fosses d'aisance dans les maisons, leur contenu était probablement vendu aux maraîchers comme fumier;
- A Byzance, les habitations étaient munies de latrines et dans la capitale, les égouts faisaient l'objet d'une réglementation leur imposant d'aboutir à la mer ;
- Les rues de la ville Maya de Palenque étaient équipées d'un égout et d'un caniveau d'écoulement ;
- Au temps de la monarchie à Rome, Tarquin l'ancien fil a construit, deux siècles avant le premier aqueduc , « Cloaca Maxima » dont la fonction première était de drainer la vallée du Tibre. Au fil du temps, il se transforma en grand égout, usage pour lequel il est demeuré célèbre ; etc.

En dehors du fait que l'égout est indissociable de l'utilisation de l'eau courante en ville, ces premiers pas du réseau d'assainissement montrent déjà clairement une de ses principales caractéristiques : la multiplicité et la transformation, dans la durée, de ses fonctions.

En Europe, au Moyen Age les systèmes d'évacuation des eaux sales, mis au point par les romains ne sont pas oubliés, plus simplement, ils ne sont pas utilisés car les villes n'ont pas les ressources nécessaires pour les entretenir. A la campagne ou dans les petites villes les techniques utilisées sont les puits perdus en terrain perméable situés derrière les maisons.

Dans les grandes villes la plupart des maisons n'ont pas de fosse d'aisance et la technique utilisée est celle du « tout à la rue ». Les petits ruisseaux servent d'égouts à ciel ouvert aussi bien pour les eaux usées que pour les eaux pluviales. A cette époque, les rejets humains ne sont pas exclus de la vie urbaine, comme ils le seront plus tard, car ils sont utilisés [2].

I.4. Les différents types d'assainissement :

Il existe deux types d'assainissement pour les particuliers : l'assainissement collectif (tout-à-l'égout) et l'assainissement individuel, également appelé assainissement

non collectif. L'application de l'un ou l'autre système dépend du zonage d'assainissement appliqué à la parcelle concernée [3].

Il y a aussi un autre type d'assainissement moins fréquent ; il s'agit de l'assainissement semi collectif.

I.4.1. L'assainissement non collectif :

C'est l'assainissement des eaux usées qui ne sont pas raccordées au réseau public des eaux usées. On trouve généralement ce mode d'assainissement (fosses septiques par exemple) en milieu rural, car il est adapté aux habitations isolées. Défectueuses, ces installations peuvent constituer un risque pour la santé ou l'environnement. C'est pourquoi elles doivent être entretenues et contrôlées régulièrement par le service public d'eau et d'assainissement et faire l'objet, si nécessaire, de travaux [4].

I.4.2. L'assainissement collectif :

L'assainissement collectif désigne le système d'assainissement dans lequel les eaux usées sont collectées et acheminées vers une station d'épuration pour y être traitées avant d'être rejetées dans le milieu naturel. Ce type d'assainissement comprend les réseaux de collecte et les équipements de traitement (la station d'épuration) [5].

I.4.3. L'assainissement semi-collectif :

Encore appelé système à petits diamètres, le système d'assainissement semi collectif est une technologie d'évacuation d'excrétas qui donne beaucoup d'avantages mais reste encore peu connus dans nos pays. Dans ce système, les eaux domestiques passent d'abord dans les fosses septiques étanches d'interception où les composés organiques subissent une fermentation anaérobie qui les transforme en boue et les particules solides se décantent sous l'action de la gravité. Le filtrat obtenu est exempté de tout déchet solide et est évacué dans le réseau d'égout mis en place à l'occasion pour gagner l'exutoire. Cependant compte tenue de la petitesse des diamètres de la canalisation, l'introduction accidentelle de particules solides dans le réseau peut engendrer des obstructions de conduites et causer un dysfonctionnement total de tout le système mis en place [6].

I.5. Définition d'un réseau d'assainissement urbain :

Les réseaux d'assainissement urbains (RAU) sont constitués d'un ensemble de composantes hydrauliques comprenant des conduites, des regards, des puits, des stations de pompage, des bassins de retenue et différents ouvrages de contrôle. Leur mission principale est la collecte et l'évacuation adéquate des eaux usées vers une station de traitement ou vers un lieu de déversement approprié.

I.6. Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

L'établissement d'un réseau d'assainissement urbain doit répondre, en général, à deux préoccupations :

- Éliminer les eaux usées domestiques et industrielles pour assurer l'hygiène publique tout en évitant la pollution des milieux naturels ;
- Évacuer de façon adéquate les eaux pluviales pour empêcher l'inondation des zones urbaines et assurer la sécurité des citoyens.

L'ensemble de ces eaux est capté puis évacué par le réseau d'assainissement. Une station de traitement est conçue à l'aval de ce dernier pour traiter les eaux usées. Lorsque la capacité de la station est dépassée, le surplus de ces eaux usées est rejeté directement par des déversoirs d'orage. Pour un système unitaire, le déversement est connu sous le nom C.S.O (Combined Sewer Overflow) et SSO (Storm Sewer Overflow) pour un système pluvial [7].

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement, mais qui peut, dans certaines sections, se comporter en écoulement forcé [8].

I.6.1. Définition des divers systèmes :

La collecte peut s'effectuer dans le cadre de plusieurs systèmes. Le choix entre les systèmes doit être étudié au regard des caractéristiques locales.

I.6.1.1. Système unitaire :

Le système unitaire évacue les eaux usées et les eaux pluviales par un seul réseau.

Les volumes à traiter sont donc beaucoup plus importants par temps de pluie que dans un réseau séparatif. Le système unitaire est généralement équipé de déversoirs d'orage ou de bassin de stockage permettant le rejet direct d'une partie des eaux en cas de pluies importantes et évitant ainsi de surcharger les outils de traitement.

Souvent, l'adoption d'un réseau unitaire est liée à l'existence préalable d'un réseau pluvial récupérable. En secteur rural, la faible importance des surfaces imperméabilisées peut rendre le réseau unitaire adapté, sous réserve de milieux récepteurs acceptant des surverses (déversoirs d'orage) et de stations d'épuration supportant des à-coups hydraulique [9].

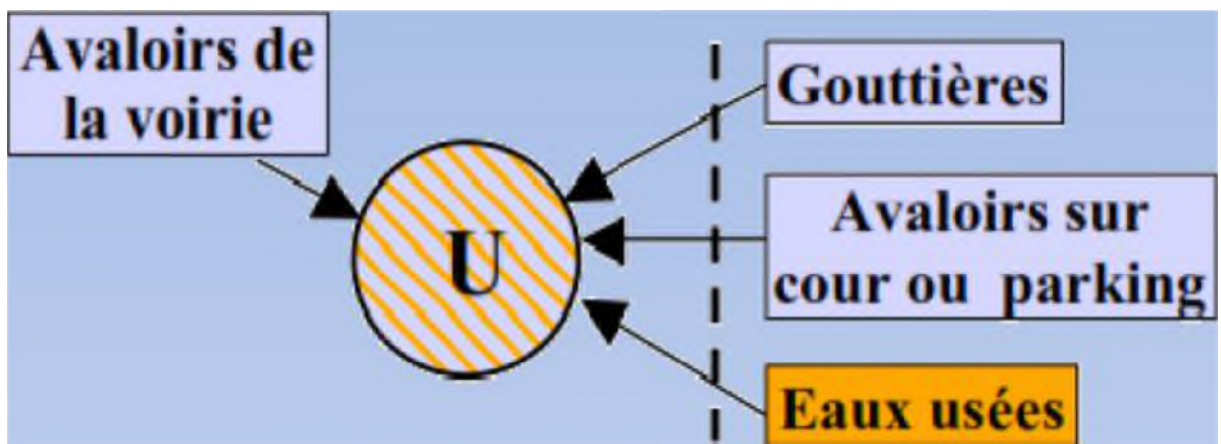


Figure I.1 : Le système unitaire [10].

I.6.1.2. Système séparatif :

A la différence du système unitaire, le système séparatif évacue les eaux usées domestique dans un réseau spécifique. Ce système est fréquemment adopté par un grand nombre de collectivités rurales et convient également au développement géographique de nouveaux quartiers urbains. Il permet d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées, sans aucun contact avec l'extérieur. Il assure à la station d'épuration un fonctionnement équilibré du fait de débits réguliers. Lorsqu'elles sont collectées, les eaux pluviales sont dans un réseau séparé. Elles peuvent également être dispersées sur place ; la tendance est de plus en plus, en ce domaine, à la gestion des eaux pluviales sur la parcelle de l'habitation [9].

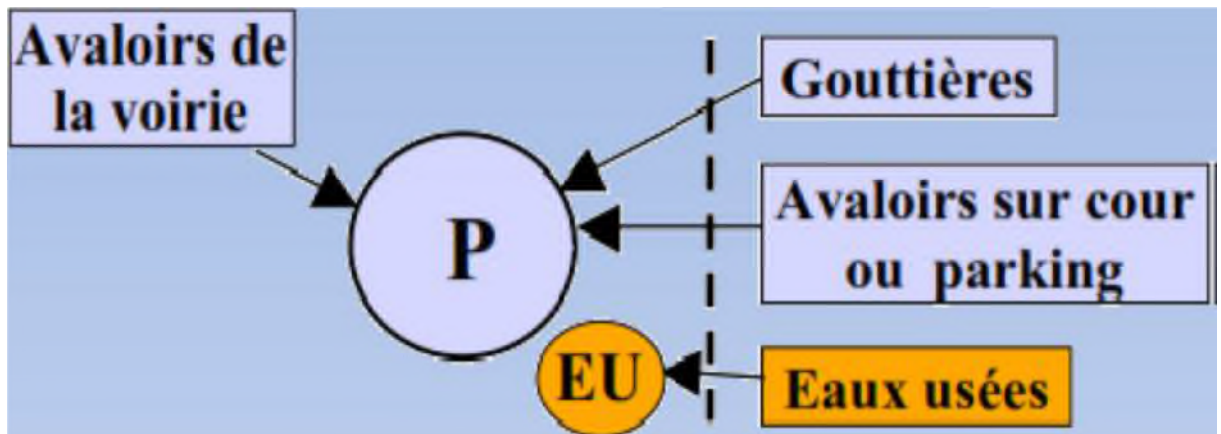


Figure I.2 : Le système séparatif [10].

I.6.1.3. Système pseudo séparatif :

Le système pseudo séparatif, actuellement peu préconisé dans la conception d'un nouvel équipement, est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie, qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà conçue pour cet objet par les services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuations directes dans la nature.
- L'autre provenant des toitures et cours intérieurs qui sont raccordées au réseau d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que des eaux usées domestiques [9].

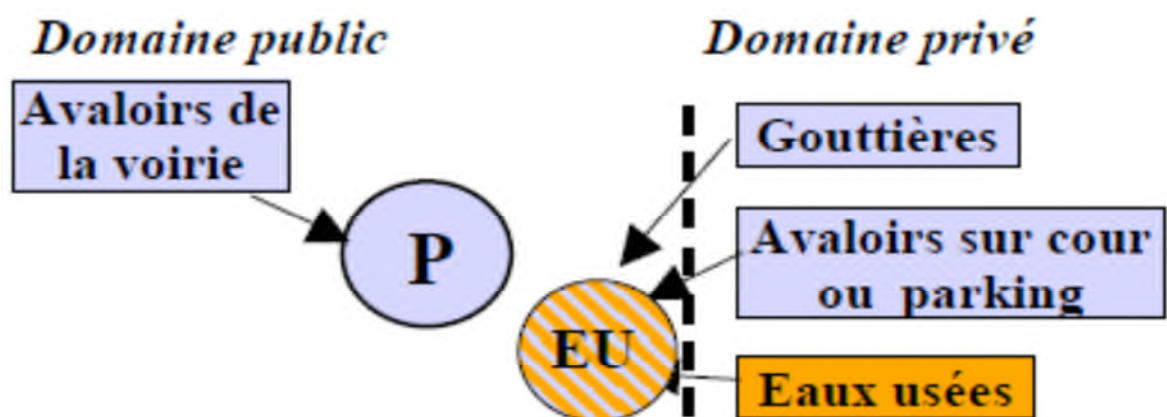


Figure I.3 : Système pseudo séparatif [10].

I.6.1.4. Le système composite :

Ce système prévoit la dérivation partielle, en vue de leur épuration, des eaux pluviales les plus polluées vers les eaux usées au moyen de divers dispositifs.

Le système hybride est une réalité dans les grandes villes, où l'évolution des structures a développé selon l'opportunité des solutions non classiques, tenant compte des contraintes locales et comportant des ouvrages d'interconnexion, des dérivations, des pompages de reprises, des vannages, des stockages et des restitutions différées.

Le système composite est parfois une variante du système séparatif [6].

I.6.1.5. Système non gravitaire (Sous pression) :

Il est évident que les systèmes non gravitaires (que l'on appelle aussi transferts forcés) permettent, dans un réseau d'agglomération relief varié, d'éviter des surprofondeurs excessives et onéreuses des canalisations.

Ce type de réseau est généralement plus étanche qu'un réseau gravitaire. Cette bonne étanchéité est appréciable dans les zones sensibles à la pollution ; elle s'oppose à la pénétration d'eau de la nappe phréatique, qui peut perturber le fonctionnement des ouvrages et, notamment, la station d'épuration [9].

I.6.2. Avantages et inconvénients des systèmes d'évacuation :

Les avantages et les inconvénients des systèmes d'évacuation sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des systèmes d'évacuation [11].

Système	Avantages	Inconvénients
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - L'autocurage est assuré. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - coût de fonctionnement qui est faible sur la Step. 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. - Problème de dépôt et le manque d'autocurage pour le réseau d'EU.
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilité de collecter les eaux de petite pluie - Remédier au problème d'encrassement - L'autocurage est assuré. 	<ul style="list-style-type: none"> - Encombrement du sous-sol - Coût pour deux réseaux - Problème de faux branchement
Non gravitaire	<ul style="list-style-type: none"> - utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations 	<ul style="list-style-type: none"> - coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H₂S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite.

I.6.3. Domaines d'utilisation privilégiés et contraintes d'exploitation des principaux systèmes :

Les domaines d'utilisation privilégiés et les Contraintes d'exploitation des principaux systèmes sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Domaines d'utilisation et contraintes d'exploitation [11].

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - 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"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites).
Non gravitaire	<p>L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques :</p> <ul style="list-style-type: none"> - topographies spéciales. - liaisons intercommunales. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H₂S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

I.6.4. 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 ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;

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.) [1].

I.7. les différents schémas d'évacuation :

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivantes :

I.7.1. Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par apport au cours on distingue :

- Le schéma perpendiculaire simple.
- Le schéma perpendiculaire étagé [12].

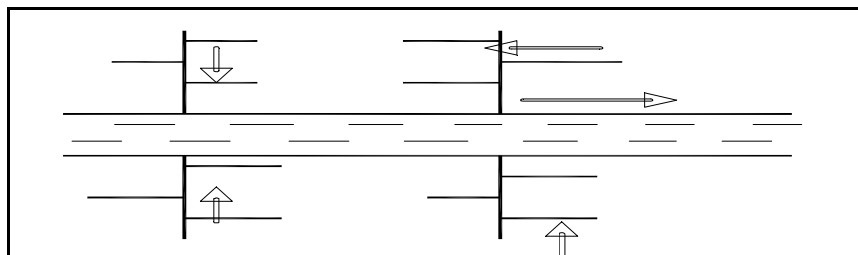


Figure I.4 : Schéma perpendiculaire [12].

I.7.2. Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées. Où toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible [12].

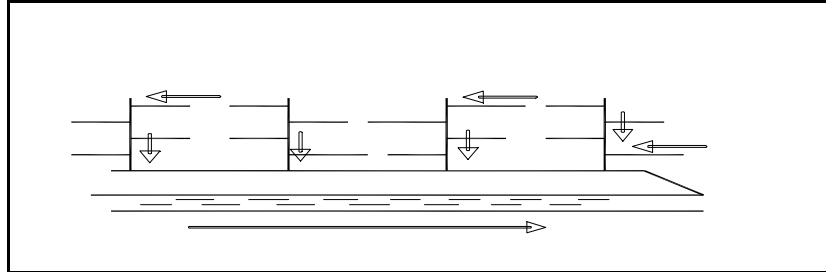


Figure I.5 : Schéma par déplacement latéral [12].

I.7.3. Schéma de collecteur par zones étagées :

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs [12].

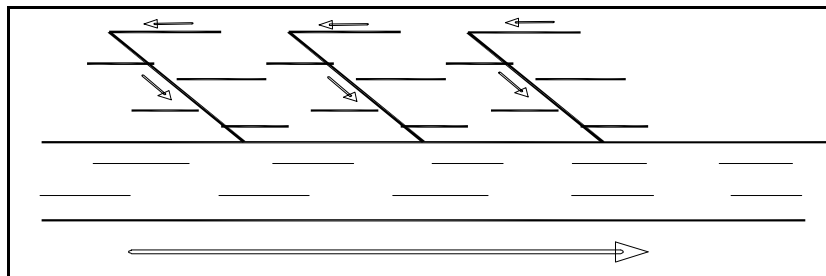


Figure I.6 : Schéma à Collecteur Etagé [12].

I.7.4. Schéma radial :

C'est un schéma adopté pour les terrains plat, où les eaux sont collectées en un point bas, pour en suite être relevées vers :

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.
- Un collecteur fonctionnant à surface libre [12].

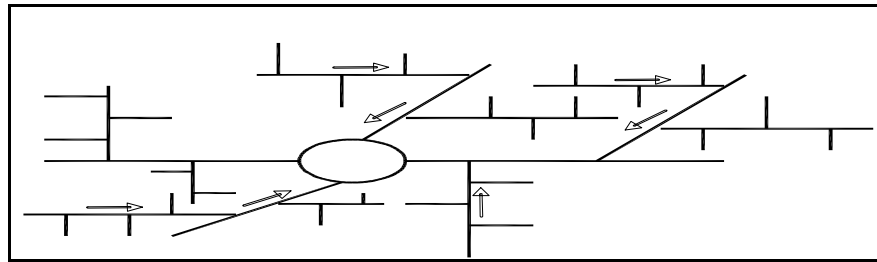


Figure I.7 : Schéma de type radial [12].

I.7.5. Schéma à collecte transversale ou oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible. [12].

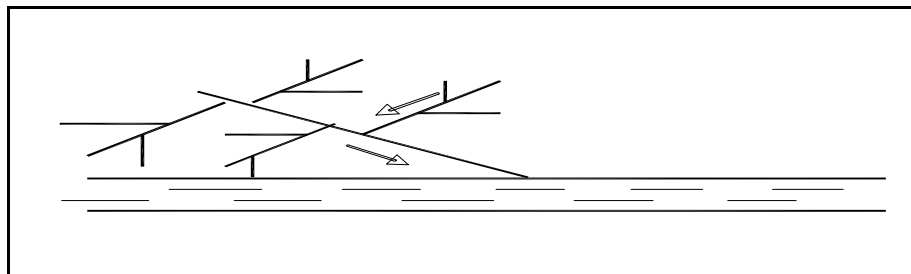


Figure I.8 : Schéma à collecte transversale ou Oblique [12].

I.7.6. 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 [1].

I.8. Eléments constitutifs du réseau :

Un réseau d'assainissement constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvements de terrain ; il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité [9].

Le transport des eaux usées et pluviales s'effectue dans des canalisations ou collecteurs. L'eau s'écoule dans ces conduites par gravité, refoulement ou sous dépression. Les canalisations sont généralement en ciment ou en PVC. Différents ouvrages (pompage et stations de refoulement) sont mis en place afin de faciliter l'acheminement des eaux collectées vers les stations d'épuration lorsque la configuration du terrain rend leur écoulement difficile [13].

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes.

I.8.1. Les ouvrages principaux :

Elles correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration. Les ouvrages principaux sont constitués de tuyaux cylindriques ou ovoïdes, ou d'ouvrages visitables pour les grandes évacuations [13].

I.8.1.1. Les canalisations :

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

I.8.1.2. Types de canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau, leur forme et leur destination. On distingue :

I.8.1.2.1. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables [14].

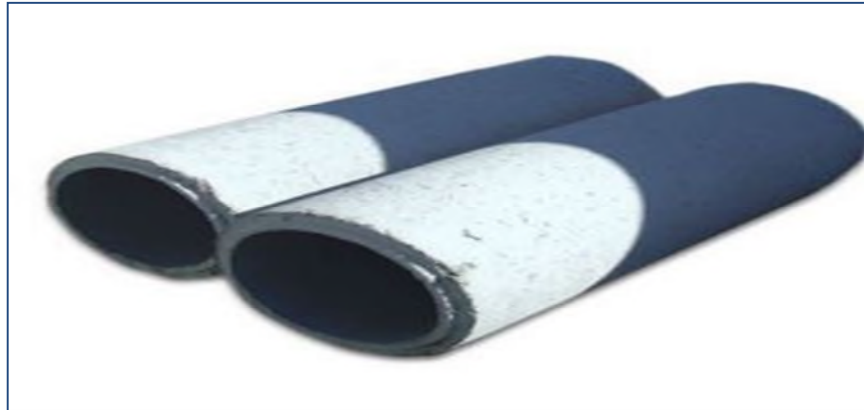


Figure I.9 : Conduites en béton non armé [15].

I.8.1.2.2. Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m [14].

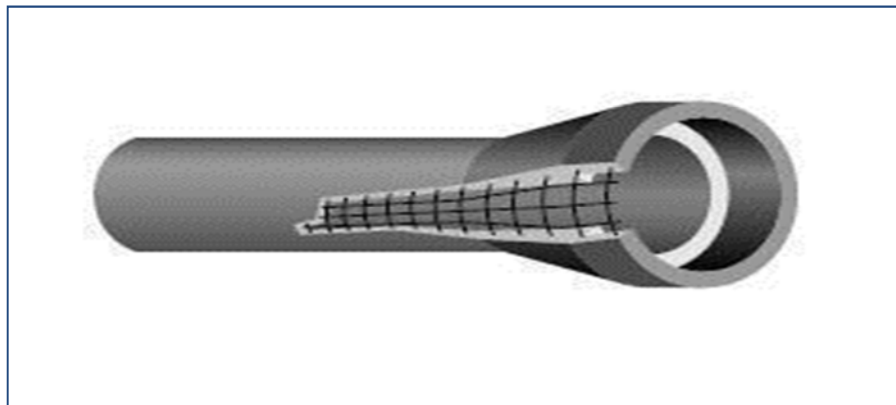


Figure I.10 : Conduite en béton armé [15].

I.8.1.2.3. Conduites en amiante – ciment :

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

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

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

Ces conduites résistent bien à la corrosion électrochimique, mais l'inconvénient réside dans leur non disponibilité sur le marché pour des diamètres importants [14].



Figure I.11 : Conduites en amiante – ciment [15].

I.8.1.2.4. Conduites en fonte ductile :

Les tuyaux en fonte ductile (DN jusqu'à 2000 mm) offrent la garantie d'une étanchéité absolue rendant impossible l'infiltration des eaux phréatiques dans la conduite. Ces tuyaux sont en mesure de supporter des charges importantes dues à la profondeur de la fouille ou au trafic routier. Solide, étanche, et de longue durée de vie. En assainissement, la fonte ductile est un gage de sécurité [16].



Figure I.12 : Conduites en fonte ductile [15].

I.8.1.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié :

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m [14].

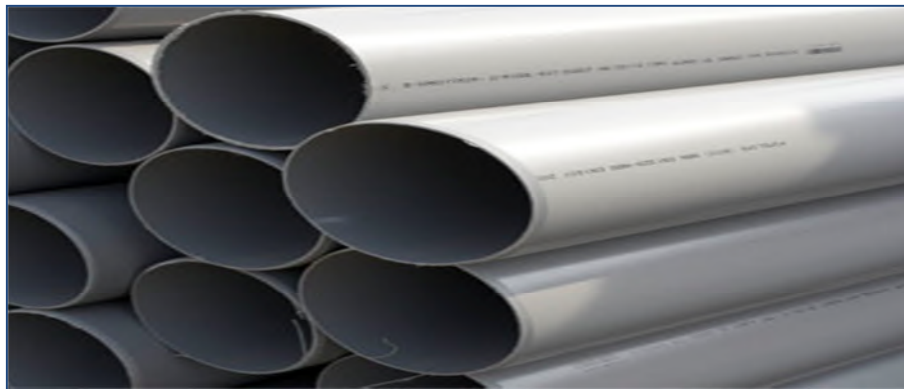


Figure I.13 : Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié [15].

I.8.1.2.6. Les conduites ovoïdes :

Ceux sont des conduites de forme parabolique évasées, fermées à leur partie supérieure. Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quelque soit le débit. Un autre intérêt de cette forme de conduites est de permettre un accès relativement facile au réseau.

Certains conduites possèdent des cuvettes uniquement (sorte de canaux à petite section) d'autres de section plus importante possèdent des cuvettes et banquettes.

Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800 mm de diamètres (problème d'autocurage). la longueur utile de ces conduites est au minimum de 1 m, et peuvent être présentés soit en béton arme ou en béton non arme [14].



Figure I.14 : Les conduites ovoïdes [15].

I.8.1.3. Caractéristiques, avantages et inconvénients des matériaux de canalisation :

Les Caractéristiques, les avantages et les inconvénients des matériaux de canalisation sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Caractéristiques, avantages et inconvénients des matériaux de canalisation [17].

Type de conduite	Caractéristiques	Avantages	Inconvénients
Béton	<ul style="list-style-type: none"> -Gamme à partir de DN300 mm. -Projets réalisés sur mesures ; -Joints à emboîtements. 	<ul style="list-style-type: none"> - Meilleurs rapports Qualité/Prix pour les diamètres > 400 mm. - Fabrication locale et utilisation très maîtrisée. -Application d'une norme qualité 	<ul style="list-style-type: none"> -Nécessité des mesures de protection en milieu agressif
Amiante Ciment	<ul style="list-style-type: none"> -Gamme de diamètre de DN 60 à DN 800 mm. -Gamme de pièces de raccords standards étendue. -Joints à emboîtements. 	<ul style="list-style-type: none"> - Faible rugosité. - Bonne résistance à l'agressivité des eaux et des sols. - Coût faible 	<ul style="list-style-type: none"> -Diamètre disponible inférieur à 1000 mm. - Risque de Santé à la fabrication. - Nécessité de protection des ouvriers contre les risques liés à l'inhalation de l'amiante.
Fonte ductile	<ul style="list-style-type: none"> -Masse volumique égale 7000 à 7300 kg/m³. -Résistance à la traction égale 1800 à 2500 Kg/cm². 	<ul style="list-style-type: none"> -Disponible pour tout diamètre. - Très bonne résistance. - Supporte des pressions élevées. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût élevé. - Plus difficile en pose.
PVC	<ul style="list-style-type: none"> -Densité = 1,4. - Résistance à la traction égale 550 kg/cm². - Résistance à la compression = 800 kg/cm². 	<ul style="list-style-type: none"> - Matériau hydrauliquement lisse (pertes de charges faibles) - Légers ; - Résistants ; - Isolants thermiquement ; - Coût moins cher ; - Résistance à la corrosion. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité d'un lit de pose soigné. -Pièces spéciales chères. - Linéaire tuyau limité.

I.8.1.4. choix du type de canalisation :

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

- Des pentes du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées ;
- Des efforts extérieurs dus au remblai [14].

I.8.2. Les ouvrages annexes :

Ils constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau. On citera :

I.8.2.1. Branchements particulières :

Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte. En particulier, ils devront répondre au règlement sanitaire qui stipule que pour éviter le reflux des eaux d'égout dans les caves, et les sous-sols, les branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisations capables de résister à la pression correspondant à la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique [18].

I.8.2.2. Les regards :

Leur rôle est de permettre les branchements, les changements de pente et de direction, l'accès au réseau, le curage et l'entretien des ouvrages ainsi que l'aération du réseau.

L'espacement et l'emplacement des regards dépendent de la topographie du site et de leur vocation [9]. On distingue trois types de regards :

I.8.2.2.1. Regards de visite :

On prévoit des regards de visite à des distances assez rapprochées pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations [19].

I.8.2.2.2. Regards de jonction :

C'est le point de rencontre de deux canalisations de même ou de différents diamètres [17].

I.8.2.2.3. Regards de chasse :

Ceux-ci jouent le rôle de déversoir périodique lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante, par conséquent il y risque d'obturer la conduite par les éléments qui se déposent, afin d'entraîner ces derniers, le regard de chasse envoie un volume d'eau important pour dégager ces dépôts. Ces regards sont placés dans le corps du réseau aux points où les dépôts tendent à s'accumuler [19].



Figure I.15 : Un regard [15].

I.8.2.3. Gargouilles :

Ce sont des conduites à section carrée ou rectangulaire, encastrés dans le sol, destinés à conduire les eaux pluviales au caniveau lorsqu'il n'existe pas d'égout à proximité immédiate.

Par contre, lorsqu'un tel égout sera construit, on aura intérêt à supprimer ces gargouilles et à raccorder les eaux pluviales qu'elles recueillaient à l'ouvrage public [20].

I.8.2.4. Caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir s'il y en a un.

Dans le cas de trottoir, ils sont constitués par une surface pavée ou une dalle préfabriquée et une bordure.

Dans les petites agglomérations à caractère rural ou sur les voies de desserte secondaires on pourra se contenter d'accotements dérasés et de fossés latéraux pour la recette des eaux pluviales [20].



Figure I.16 : Un caniveau [15].

I.8.2.5. Bouches d'égout :

Une bouche d'égout est un élément propre au réseau d'égout pluviale et unitaire, elle a pour fonction de collecter habituellement à la bordure des rues, les eaux de ruissellement de surface, afin que celle-ci puisse être acheminé vers l'égout pluviale ou unitaire, on distingue :

- Bouche à accès latérale (avaloir).
- Bouche à accès sur le dessus (grille de caniveaux) [1].



Figure I.17 : Grille de caniveau [15].



Figure I.18: Bouche à accès latérale [15].

I.8.2.6. Déversoirs d'orage :

Les déversoirs d'orage sont destinés à laisser passer, en direction du milieu récepteur le plus proche, une fraction importante du débit d'orage au-dessus d'un seuil prédéterminé correspondant en général au niveau supérieur de la tranche d'eau

équivalente au débit des eaux usées (débit de pointe de temps sec) et de petite pluie. Dans certains cas, ces ouvrages devront être munis d'une vanne étanche afin de s'opposer aux crues du milieu récepteur et par conséquent à l'introduction dans les égouts de flots parasites [18].

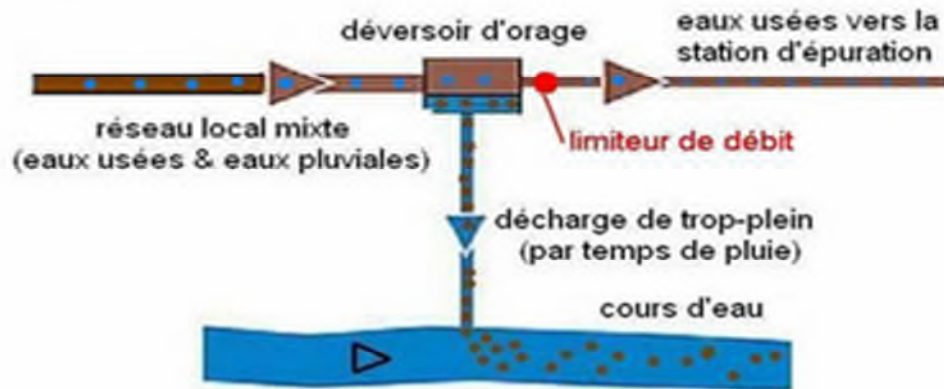


Figure I.19 : Représentation schématique d'un déversoir d'orage [15].

I.9. Facteurs influençant sur la conception d'un projet :

Les divers facteurs influençant la conception d'un projet peuvent se répartir en quatre classes :

I.9.1. Les données naturelles du site :

Les données naturelles du site sont :

I.9.1.1. La pluviométrie :

Dans un réseau unitaire c'est l'évacuation des eaux d'orage qui détermine les caractéristiques hydraulique des ouvrages de collecte.

Les débits des pointes d'eaux pluviales sont très supérieurs à ceux des pointes d'eaux usées. De plus l'exploitation impose des pentes minimales supérieures pour les ouvrages d'eaux pluviales.

La pluviométrie est donc un facteur essentiel du cout du réseau [20].

I.9.1.2. La topographie :

Les évacuations s'effectuant, le plus souvent, par gravité, la topographie joue un rôle déterminant dans l'établissement d'un projet.

Une évacuation satisfaisante nécessite une pente minimale ; par ailleurs, au delà d'une certaine pente les conditions d'autocurage ne seraient plus réalisées ; il faut donc s'insérer entre ces limites [21].

I.9.1.3. Hydrographie et régime des nappes souterraines :

A l'aval de tout réseau d'assainissement, l'effluent, quel qu'il soit, atteint un milieu récepteur, au besoin après un trajet à ciel ouvert dans le cas des eaux pluviales.

Ce milieu est constitué normalement, soit par les voies et cours d'eau plus ou moins importants, soit par les étangs ou les lacs, soit par la mer, soit par le sol (épandage).

Le rejet dans les étangs ou les lacs peut éventuellement accélérer leur eutrophisation. Il est donc souhaitable de rechercher, dans toute la mesure du possible, une solution comportant la mise en place d'un collecteur de ceinture qui rejettera les effluents traités en aval du lac ou de l'étang [20].

I.9.1.4. La géologie :

Pour les ouvrages importants et ceux qui doivent être exécutés en souterrain, une étude géotechnique de la structure des terrains doit être faite pour tout site susceptible de recevoir des ouvrages importants d'assainissement [20].

I.9.2. Données relatives aux agglomérations existantes :

Les données relatives aux agglomérations existantes concernent :

- La nature de l'agglomération
- L'importance de l'agglomération
- Le mode d'occupation du sol
- Les installations existantes [21].

I.9.3. Données relatives au développement futur de l'agglomération :

Ce développement est nécessairement aléatoire et ne peut être prévu avec quelque

précision que s'il est plus ou moins étroitement subordonné à une volonté d'urbanisme [20].

Le programme d'assainissement devra, finalement comprendre un schéma à long terme, un avant projet à moyen terme et un programme technique et financier de réalisation, sans oublier la réservation des terrains nécessaire à l'implantation des ouvrages [21].

I.9.4. les données propres à l'assainissement :

Les données propres à l'assainissement ont trait :

- Aux conditions de transport des eaux usées ;
- Aux problèmes d'exploitation ;
- Aux nuisances. [21].

I.10. Conclusion :

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

C'est pour cela, La connaissance de ces notions de base associées aux réseaux d'assainissement permet de bien étudier ou diagnostiquer un projet d'assainissement.

Chapitre II :

Méthodes et bases de calcul

II.1. Introduction :

Le réseau d'assainissement projeté doit être convenable pour l'évacuation de toutes les eaux quelques soit leur origine pluvial ou usée, alors l'évaluation du débit d'eau évacuée permet de faire l'étude hydraulique. Les débits à déterminer sont :

- Le débit d'eau pluviale qui est représenté par le débit d'eau ruisselée.
- les eaux usées qui sont représentées par l'eau domestique, publique, parasite, et industrielle.

L'étape qui suit l'évaluation des débits est le calcul des sections des conduites (le dimensionnement).

II.2. Evaluation de débit d'eaux pluviales :

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représente la majeure partie.

II.2.1. Débits d'eaux pluviales :

Les seules quantités d'eaux à évacuer qui ne proviennent pas de la distribution sont les pluies. Pour déterminer les débits pluviaux à évacuer, on se basera sur les connaissances hydrologiques des fortes averses.

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Sont assimilées à des eaux pluviales celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle [22].

II.2.2. Les méthodes hydrologiques utilisées en transformation pluie-débit au niveau des bassins versant :

Cette méthode est surtout basée sur l'observation et l'expérimentation qui ont abouti à des formules (modèles empiriques) qui sont destinés pour la conception des réseaux d'assainissement mais aussi utilisé pour leur diagnostic dans plusieurs études.

II.2.2.1. Méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée.

Cette méthode permet de calculer le débit maximum (de pointe) à l'exutoire d'un bassin versant soumis à une précipitation donnée.

La formule rationnelle implique la constance et la répartition uniforme de la pluie sur le bassin versant elle suppose également l'homogénéité spatiale de la nature de la surface réceptrice permettant la définition d'un coefficient de ruissellement (C) pour le bassin versant considéré.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires A_1, A_2, \dots, A_n délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes égales de temps de concentration), arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2\Delta t, \dots, n\Delta t$), ainsi que le montre la figure [23].

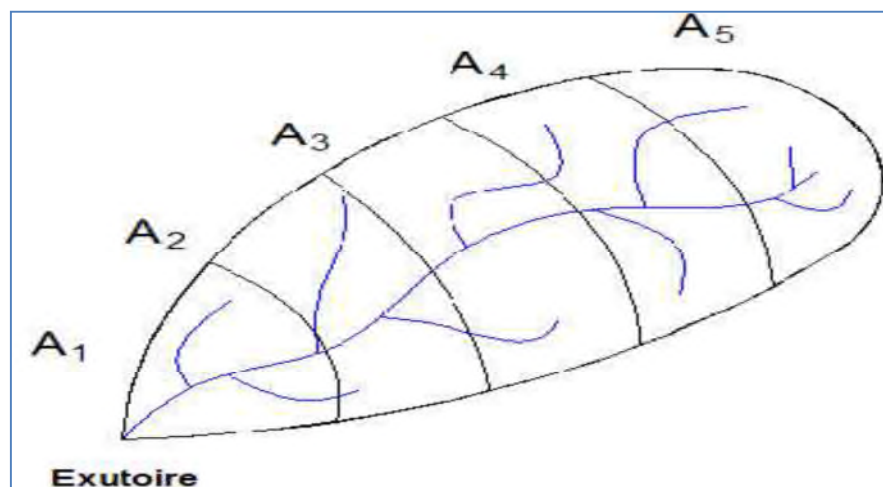


Figure II.1 : Découpage d'un bassin en secteur [23].

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont les suivantes :

- i : Intensité de l'averse en mm/h ou (mm/min) est uniforme dans le temps et dans l'espace sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Qp en m³/s ;
- l'intervalle de récurrence du débit de pointe Qp est le même que celui de l'averse de l'intensité uniforme i ;
- enfin le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à une autre et l'on a :

$$Qp = Q(n\Delta t) = \sum_{k=1}^n Ck \cdot i \cdot Ak = i \cdot \sum_{k=1}^n Ck \cdot Ak$$

Avec :

Ak : Air (surface) élémentaire délimité par des lignes isochrone de ruissellement.

Ck : Coefficient de ruissellement correspondant à Ak .

En posant :

$$C \cdot A = \sum_{k=1}^n Ck \cdot Ak$$

On obtient finalement l'expression de la formule rationnelle :

$$Qp = K \cdot C \cdot i \cdot A$$

K = coefficient se rapportant aux unités ; Il est égal à (1/360) lorsque Qp est en m³/s, i en mm/h et A en (hectare).

C = coefficient de ruissellement dans la limite $0 < C < 1$.

i = intensité en mm/h ou mm/min.

A = superficie du bassin en hectares [23].

II.2.2.1.1. Le coefficient de ruissellement :

$$C = \sum_{k=1}^n Ck \cdot Ak / A$$

Le concept de coefficient de ruissellement consiste à supposer qu'à l'échelle d'un élément de bassin versant voir la totalité, la pluie nette peut s'exprimer sous la forme d'une fraction C de la pluie Brute ; Le coefficient de ruissellement 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, entre autres : le type de surface et le type d'occupation du sol.

Les tableaux suivants donnent les valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de type de surface et de type d'occupation du sol.

Tableau II.1 : Valeur de coefficient de ruissellement selon le type de surface (I=pente) [23].

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	$0,70 < C < 0,95$
Toitures et terrasses	$0,75 < C < 0,95$
Sols imperméables avec végétation : I < 2 % I de 2 à 7 % I > 7 %	$0,13 < C < 0,18$ $0,18 < C < 0,25$ $0,25 < C < 0,35$
Sols perméables avec végétation : I < 2 % I de 2 à 7 % I > 7 %	$0,05 < C < 0,10$ $0,10 < C < 0,15$ $0,15 < C < 0,20$

Tableau II.2 : Valeur de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol [23].

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	$0,7 < C < 0,95$
Résidentiel :	
-Lotissements	$0,30 < C < 0,50$
-Collectifs	$0,50 < C < 0,75$
-Habitat dispersé	$0,25 < C < 0,40$
Industriel	$0,50 < C < 0,80$
Parcs et jardins publics	$0,25 < C < 0,25$
Terrains de sport	$0,10 < C < 0,30$
Terrains vagues	$0,05 < C < 0,15$
Terres agricoles :	
-Drainées	$0,05 < C < 0,13$
-Non drainées	$0,03 < C < 0,07$

II.2.2.1.2. Intensité moyenne de précipitation :

L'intensité d'une pluie est le rapport du volume d'eau tombé pendant une durée donnée sur une surface donnée (unité usuelle : mm/h), la courbe représentant la variation de l'intensité en fonction du temps est appelé hyetogramme [23].

L'intensité peut être obtenue à partir des enregistrements des mesures à l'aide d'un pluviomètre ou bien calculée (synthétiser) par la loi de Montana :

$$i = a \cdot t^b$$

$$h = a \cdot t^{1+b}$$

$$h = i \cdot t$$

II.2.2.1.3. Temps de concentration :

Le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée "hydrologiquement" de l'exutoire pour parvenir à celui-ci [23].

En littérature on trouve plusieurs méthodes pour parvenir au temps de concentration, on peut citer :

Formule de Kirpich : $tc = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot I^{-0,385}$

L : Longueur maximale parcourue par l'eau sur la surface (m)

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

tc En minutes, L en m, I en m/m.

Formule de Ventura : $tc = 7,62 \cdot \left(\frac{\sqrt{A}}{\sqrt{I}} \right)$

Appliquée pour les pentes faibles à moyenne et surface supérieure à 10 km², tc en minutes, A en km², I en %.

Formule de Passim: $tc = 6,48 \cdot \left(\frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{I}} \right)$

Appliquée pour des surfaces supérieures à 40 km², **tc** en minutes, **A** en km², **L** en km, **I** en m/m [24].

II.2.2.1.4. Validité De La Méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux [23].

II.2.2.2. Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot permet aussi de calculer le débit de pointe. Elle représente une évolution de la méthode rationnelle en évitant d'être limité par l'estimation du temps de concentration d'une part, et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant d'autre part.

Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain ; elle a été mise au point par A. Caquot et présentée en octobre, 1941, dans un compte rendu à l'académie des sciences de Paris [23].

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

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

$$Q_{brute}(F) = K^{1/U} \cdot I^{V/U} \cdot C^{1/U} \cdot A^{W/U}$$

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

Les paramètres de la relation :

$$i(t, F) = a(F) \cdot t^{b(F)}$$

Où :

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

a et **b** coefficient dépendant de la région géographique et de la période retour.

Qbrute(F) Est le débit de fréquence de dépassement **F** exprimé en mètres cube par seconde

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

C Est le coefficient de ruissellement

A Est la superficie du bassin versant (en hectares).

K Est un coefficient d'expression :

$$K = \frac{0,5^{b(F)} \cdot a(F)}{6,6}$$

u : est un coefficient d'expression :

$$U = 1 + 0,287 \cdot b(F)$$

V : est un coefficient d'expression :

$$V = -0,41 \cdot b(F)$$

W : est un coefficient d'expression :

$$W = 0,95 + 0,507 \cdot b(F) [1].$$

Le débit Brute ainsi calculé doit être corrigé pour avoir le débit de pointe par un coefficient d'influence **m** dont la formule est : $m = \left(\frac{M}{2}\right)^d$

Avec :

$$d = \frac{0,84 \cdot b(F)}{1 + 0,287 \cdot b(F)}$$

M : Coefficient de l'allongement défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « **L** » en (mètre ou hectomètre) à la racine carré de la surface

Utilisation d'un outil de calcul pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement :
Etude de cas d'une zone de la ville de Souahlia

en (mètre carré ou en hectare) équivalente à la superficie du bassin versant. Son expression est :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8 \quad \text{Et} \quad M \neq 2$$

Ainsi la formule de débit de pointe (corrigée) est :

$$Qp = m. Qbrute(F) [23].$$

II.2.2.2.1. Pente moyenne des sous bassins :

Elle est calculée comme étant le rapport entre la différence des côtes des niveaux amont et aval et la longueur hydraulique du sous bassin.

$$I = (Cam - Cav)/L$$

Où :

Cam : Cote amont du bassin versant (m)

Cav : Cote aval du bassin versant (m)

L : Longueur hydraulique du sous bassin (m) [12]

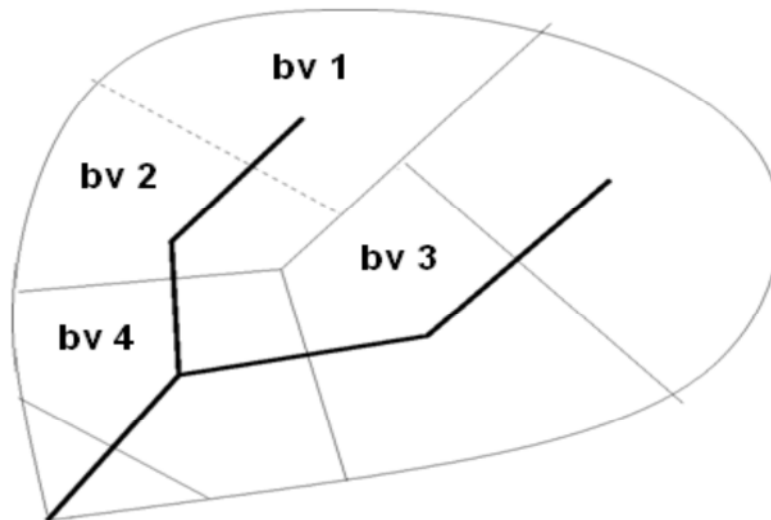
II.2.2.2.2. Assemblage des bassins versants :

La méthode de Caquot est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application de cette méthode à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_i , C_i , L_i (longueur du drain principal), Q_{pi} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres (A , C , I et M) du groupement. Ces formules, qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en " série " ou en " parallèle " sont exprimées ci-après :

Tableau II.3 : Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants [25].

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

La figure suivante représente un exemple d'assemblage des sous bassin versants :

**Figure II.2:** Exemple de découpage en sous bassins versants et d'assemblage [25].

Bv1 et bv2 sont en série : On écrit **bv1 -- bv2**

Bv2 et bv3 sont en parallèle : On écrit **bv2 // bv3**

A noter que le débit doit satisfaire la condition suivante : $Q < Q_1 + Q_2$.

Avec :

Q1 et Q2 : Débits des deux bassins bv1 et bv2 ;

Q : Débit corrigé de l'assemblage.

Alors :

- Si $Q < Q1+Q2$ → Q calculé = Q
- Si $Q > Q1+Q2$ → Q calculé = $Q1+Q2$ [25].

II.2.2.2.3 Limitation de la méthode de Caquot :

La méthode de Caquot reste la méthode de base même si elle a quelques limites qui sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- Surface de bassin versant inférieure à 200 hectares ;
- Pente comprise entre 0.2% et 5% ;
- Coefficient de ruissellement supérieur à 20% [25].

II.2.2.3. Choix des périodes de retour des pluies :

Pour un périmètre déterminé, les débits à prendre en considération, sont ceux engendrés par les événements pluvieux contre lesquels on désire se protéger. Une protection totale contre les inondations causées par la pluie serait excessive, compte tenu des investissements lourds qu'il faudrait consentir pour satisfaire des besoins à caractère exceptionnel [23].

Nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans).

II.3. Evaluation des débits d'eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

II.3.1. Origine et nature des eaux usées :

Les eaux usées peuvent être classées selon leur origine comme suit :

II.3.1.1. Les eaux usées d'origine domestique :

Elles contiennent des matières minérales et organiques dans les trois phases ; solide, liquide et gazeuse et dans les trois états de dispersion ; débris grossiers, suspensions (émulsions), colloïdes, molécules dissoutes dissociés ou non.

Les eaux usées domestiques véhiculent aussi les micro-organismes pathogènes ou saprophytes et virus.

Elles représentent environs un volume de 80% des eaux potables. Elles contiennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine et de salle de bain, lessive)
- Les eaux de vannes (eaux de WC sont constituées par l'urine et les matières fécales diluées avec l'eau d'échasses) [22].

II.3.1.2. Les eaux usées industrielles :

Les eaux résiduaires industrielles sont les déchets liquides obtenus lors de l'extraction et la transformation de matières premières en produits industriels, ainsi que lors de l'utilisation de ces produits pour la fabrication d'articles de consommation. Elles doivent être traitées à l'intérieure de l'unité industrielle avant les raccorder dans le réseau d'assainissement [22].

II.3.1.3. Les eaux des services publics :

Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques [22].

II.3.1.4. Eaux usées parasites :

On définit les eaux parasites par l'ensemble des eaux autres que domestiques, industrielles et des services publics qui pénètrent dans le réseau d'égouts. Ainsi selon la manière d'accéder au réseau, on distingue les eaux d'infiltration et les eaux de captage.

Les eaux d'infiltration proviennent de la nappe phréatique mais aussi des surfaces perméables des sols. Ces eaux pénètrent dans le réseau à travers les fissures des conduites, des joints défectueux, le manque d'étanchéité au niveau des joints et les regards [26].

II.3.2. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

II.3.2.1. Prévision démographique :

Pour tenir compte de l'évolution démographique, l'ingénieur s'appuiera sur des prévisions à court (5 à 10 ans) et à moyen terme (10 à 50 ans). Remarquons que l'incertitude augmente avec les années de prévisions.

Connaissant le nombre d'habitants actuel (**N0**) et le taux d'accroissement prévu (**t**), la population à l'an (horizon projet) pourra être estimée grâce à la relation suivante :

$$N = N0.(1 + t)^n$$

N : Population à l'horizon de projet

N0: Population actuelle

t: Taux d'accroissement de la population

n: Nombre d'années séparant les deux horizons

Le choix de ces périodes est fonction de la vie économique de la structure à projeter [27].

II.3.2.2. Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière qui est égale au produit de la dotation (norme) moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

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

$$Q_{moyj} = (Kr \cdot D \cdot N) / 86400$$

Avec :

- Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);
- Kr : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable Consommée ;
- N : Nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab) ;
- D : Dotation journalière ou la consommation en eau potable (l/j/hab) [27].

II.3.2.2.1. Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte} = Kp \cdot Q_{moyj}$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

Q_{moyj} : Débit moyen journalier.

Kp : Coefficient de pointe.

Le facteur de pointe Kp correspondant calculé par cette formule :

$$Kp = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moyj}}}$$

Avec :

Kp : Coefficient de pointe ;

Q_{moyj} : Débit moyenne journalière ;

a : Limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_{moyj} tend vers l'infini,

On prend $a = 1,5$.

b : Paramètre qui introduit par sommation avec le terme « a » la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque Q_{moyj} tend vers zéro.

On prend $b = 2,5$.

$$Kp = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyj}}}$$

Si $Kp \geq 4$; on prend une valeur de Kp égale à 4

Le débit de pointe est donné par la formule suivante [25] :

$$Q_{pte} = Kp \cdot Q_{moyj}$$

Si des zones comportent des établissements ayant des activités particulières (hôpital, cantine, école, caserne, etc...), On peut estimer le débit moyen journalier rejeté des établissements publique et même des industries en utilisant la notion de l'équivalent à un habitant :

$$Q_{mi} = ni \cdot Qi \quad \text{Avec} \quad ni = \frac{\text{nbre d'unité}}{ceq}$$

Q_{mi} : Débit moyen journalier pour une catégorie i

ni : Nombre d'habitant ou équivalent habitant

Qi : Débit moyen journalier unitaire

ceq : Coefficient d'équivalence

À titre indicatif on peut prendre Qi

- Haut Standing -----> 250 l/hab/j

- Moyen Standing -----> 150 l/hab/j

- autres -----> 80 l/hab/j

Pour le coefficient d'équivalence **ceq** : le tableau suivant donne quelques valeurs de coefficient d'équivalence.

Tableau II.4: Valeurs de coefficient d'équivalence **ceq** [27].

Service publique	Un équivalent habitant
Hotel	1 Lit
Caserne et établissement communautaire	1 Lit
Restaurant	3 Places
Ecole	4 Places
Collège avec internat	2 Lits
Bureau, entreprise, Magasin	3 Employés
Colonie de vacance	2 Lits
Hôpital	0,5 Lits
Camping	2 campeurs

II.3.2.3. Estimation des débits d'eaux usées industrielles :

Pour l'évaluation des débits d'eaux usées industrielles, le projeteur peut distinguer 3 cas :

- **Industrie existante :**

Un bilan de la consommation et de l'usage permet d'évaluer le débit à évacuer [20].

- **Création de zone industrielle :**

Il faut recourir à des données empiriques pour situer les débits des rejets. L'Instruction Technique préconise la prise en compte d'un débit de 30 à 60 m³/jour/hectare loti suivant le caractère de la zone industrielle concernée [20].

- **L'implantation d'industrie connue :**

Dans ce cas, il sera possible de déterminer les débits à évacuer en fonction du type

et de la quantité de la production envisagée.

Une étude de consommation d'eau prélevée sur le réseau public a permis de dégager au moins trois catégories :

- ✓ les zones d'entrepôts ou de haute technicité, avec des moyennes de 10 à 12 m³/j/ha Loti ;
- ✓ les zones de petites industries et ateliers, avec des moyennes de 20 à 25 m³/j/ha Loti ;
- ✓ les zones d'industries moyennes et lourdes, où les valeurs peuvent varier de 50 à 150 m³/j/ha Loti [20].

II.3.2.4. Estimation des eaux usées parasites :

On peut évaluer le débit moyen des eaux parasites à l'exutoire du bassin élémentaire par le produit du débit moyen des eaux usées au centième du taux de dilution.

$$Q_{ecp} = Q_m \cdot (Tdilu/100)$$

Avec :

Q_{ecp} : Débit des eaux claires parasites en l/s

Q_m : Débit moyen des eaux usées en l/s

Tdilu : Taux de dilution en % [27].

Mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande ATV (Abwasser Technische Vereinigung) préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha [28].

Et donc :

$$Q_{ts} = Q_{eud} + Q_{eui} + Q_{ecp}$$

Avec :

Q_{ts} : Débit de temps sec en l/s

Q_{eud} : Débit des eaux usées domestiques en l/s

Q_{eui} : Débit des eaux usées industrielles en l/s

Q_{ecp} : Débit des eaux claires parasites en l/s [27].

II.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulements adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement [23].

II.4.1. Les méthodes hydrauliques utilisées au niveau des réseaux d'assainissement :

Les méthodes hydrauliques désignent l'ensemble des formules qui étudient le mouvement d'une masse d'eau (écoulement), en assainissement l'écoulement est en général à surface libre [23].

II.4.1.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement est dit à surface libre lorsque celui-ci se produit dans un canal à ciel ouvert ou dans une conduite fermé avant que celle-ci ne soit pleine et tant que la pression de l'air au dessous du liquide est voisine de la pression atmosphérique. [23].

II.4.1.2. Ecoulement permanent et non permanent :

Le régime d'écoulement est dit permanent si ses caractéristiques sont indépendantes du temps. Dans ces conditions les différents paramètres hydrauliques (vitesse, débit, hauteur) sont constants dans un point donné [23].

Dans le cas contraire on parle d'un régime d'écoulement non permanent.

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent [23].

II.4.1.3. Ecoulement uniforme et non uniforme :

Le régime est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre, et par contre le régime est dit Non-uniforme ou varié si ces paramètres changent d'une section à l'autre. La pente alors de la surface libre diffère de celle du fond [23].

II.4.2. Calcul hydraulique par la méthode classique :

Pour la méthode classique, l'écoulement est considéré comme uniforme et permanent ce qui veut dire une constance des paramètres hydrauliques. Ainsi la vitesse moyenne, le tirant d'eau et donc le débit restent invariables dans le temps et dans les différentes sections du canal le long de l'écoulement. Les formules utilisées pour le calcul des sections des canalisations sont celles de Chezy et de Maning strickler [23].

- La formule de Chezy qui nous donne la vitesse moyenne : $V = Cc \cdot \sqrt{Rh \cdot Ic}$

Où :

Ic : Pente du collecteur (m/m).

Rh : Rayon hydraulique (m).

Cc : Coefficient dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

$$\text{Et donc } Q = V \cdot S \quad \text{d'où } Q = Cc \cdot S \cdot \sqrt{Rh \cdot Ic}$$

- Pour l'évaluation de Cc , on utilise la formule de Maning strickler :

$$Cc = Ks \cdot Rh^{1/6} \quad \text{D'où } Q = Ks \cdot S \cdot Rh^{2/3} \cdot Ic^{1/2}$$

Avec :

S : Section de la canalisation (m²)

Ic : Pente de la canalisation (m/m)

Rh : Rayon hydraulique correspondant au rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé (m).

Ks : Coefficient de Manning Strickler qui correspond à un coefficient de rugosité pour les écoulements à surface libre.

Dans la formule de Manning-Strickler les valeurs courantes de **Ks** = **1/ns** utilisées pour les études sont :

- Ouvrages en fonte, béton, grés, PVC, PEHD,... : **Ks** = 70 à 80
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : **Ks** = 40 à 45
- Fosses profonds engazonnées : **Ks** = 25 à 30

On obtient après développement de la formule de Manning :

$$D = [(ns \cdot Q) / (K \cdot \sqrt{Ic})]^{3/8}$$

Avec :

$$ns = \frac{1}{Ks}$$

$$K = \frac{\pi}{4^{5/3}} = 0.3117$$

Et donc :
$$D = [(ns \cdot Q) / (0.3117 \cdot \sqrt{Ic})]^{3/8}$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en (m)

Q : Débit de pointe en (m³/s)

K : Coefficient d'homogénéité des unités, K=0.3117

Ic : Pente hydraulique de la conduite en (%)

ns : Coefficient de Manning [23].

II.4.3. Conditions de fonctionnement d'un réseau en réseau séparatif ou unitaire :

Les conditions sont les suivantes :

- Diamètre minimal des eaux usées = 200 mm
- Diamètre minimal des eaux pluviales = 300 mm
- Pente minimale (I_{\min}) = 0.4%
- La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (V_{\max}) = 3 à 4 m/s au dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées [29].

Les faibles vitesses favorisent la sédimentation dans les collecteurs d'assainissement lors des périodes de faibles débits. L'accumulation des sédiments induit une réduction des sections mouillées. Cela diminue les capacités hydrauliques et modifie les caractéristiques de l'écoulement. Tout cela peut entraîner des dysfonctionnements des réseaux. Afin d'éviter la formation de dépôt, on vérifie lors du dimensionnement la vitesse de l'auto- curage [25].

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

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section. (V_{\min}) = 0.6 m/s à $Q_{ps} / 10$;
- 0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section. (V_{\min}) = 0.3 m/s à $Q_{ps} / 100$; [29].

Le procédé de calcul se fait comme suit :

On calcul le débit à plein section et la vitesse à plein section par les l'équation suivantes :

$$Q_{ps} = (0,03117/n) \cdot D_{nor}^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{Ic}$$

Avec :

Q_{ps} : Débit à plein section (m³/s)

D_{nor} : Diamètre normalisé (m)

Ic : La pente en (%)

La vitesse à plein section :

$$V_{ps} = (4 \cdot Q_{ps}) / (\pi \cdot D_{nor}^2)$$

Avec :

V_{ps} : La vitesse à plein section (m/s)

Q_{ps} : Débit à plein section (m³/s)

D_{nor} : Diamètre normalisé (m)

Pour le réseau d'eaux usées d'autres conditions sont à vérifier :

On définit les rapports :

- $r_q = Q/Q_{ps}$ rapport des débits
- $r_v = V/V_{ps}$ rapport des vitesses
- $r_h = h/D_{nor}$ rapport des hauteurs

Et donc les conditions à vérifiées sont :

- ✓ $V > 0.7$ m/s à demi section
- ✓ $V > 0.6$ m/s pour $h = 2/10 D_{nor}$
- ✓ $h > 2/10 D_{nor}$ pour débit moyen actuel pour ($r_h = 0.2$)

Avec :

h : Est la hauteur d'eau

V : Est la vitesse d'écoulement [27].

Note : on tire ces rapports à partir de l'abaque [30]. (annexe 1), ou à partir du tableau d'équivalence [31]. (annexe 2)

Donc pour l'établissement de n'importe quel projet d'assainissement la démarche à suivre pour le dimensionnement des réseaux et la collecte des eaux usées et pluviales se présente dans l'organigramme suivant :

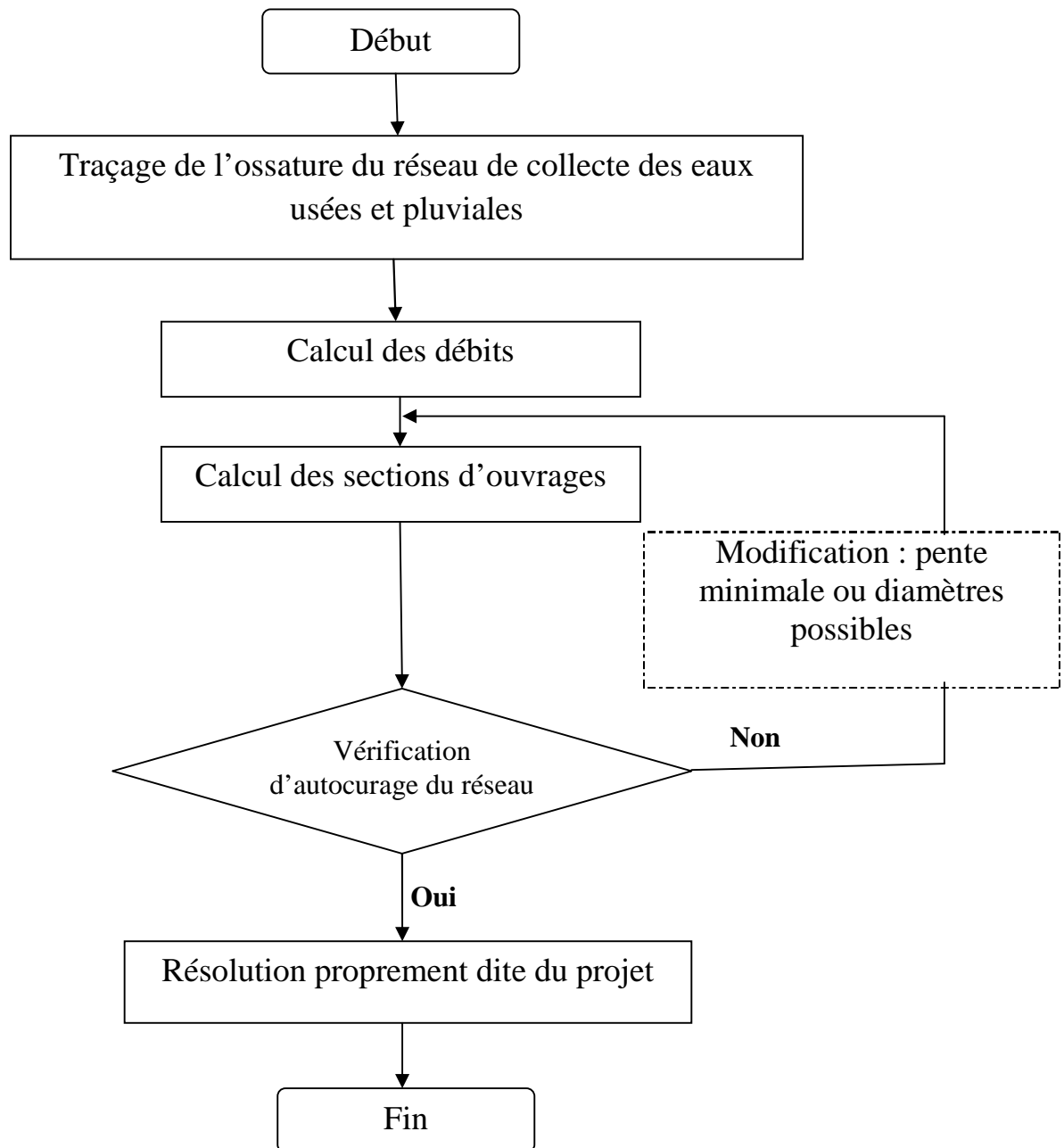


Figure II.3 : Organigramme de dimensionnement des réseaux d'assainissement.

II.5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons établi toutes les équations nécessaires pour l'évaluation des débits et pour le dimensionnement des canalisations, car dans le chapitre suivant on a besoin de ces équations afin de créer les scripts MATLAB qui permettent de faire le calcul automatique.

Chapitre III :

Utilisation de l'outil informatique pour les dimensionnement

III.1. Introduction :

Au cours des dernières années, le recours à l'outil informatique est devenu incontournable et essentiel pour la plupart des études hydrauliques et surtout pour le dimensionnement.

Dans ce chapitre nous allons concevoir les scripts MATLAB générales pour un seul tronçon qui permettent après l'exécution d'évaluer le débit d'eau usée et pluviale d'une part et de dimensionner le tronçon d'autre part et le script principal pour le dimensionnement de tous réseau d'assainissement de type unitaire en utilisant la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit d'eau pluviale.

III.2. Définition de la programmation :

La programmation dans le domaine informatique est l'ensemble des activités qui permettent l'écriture des programmes informatiques. C'est une étape importante du développement de logiciels.

Pour écrire un programme, on utilise un langage de programmation. Un logiciel est un ensemble de programmes (qui peuvent être écrits dans des langages de programmation différents) dédié à la réalisation de certaines tâches par un (ou plusieurs) utilisateurs du logiciel.

La programmation représente donc ici la rédaction du (ou des) code source d'un logiciel. On utilise plutôt le terme développement pour dénoter l'ensemble des activités liées à la création d'un logiciel et des programmes qui le composent (cela inclut la spécification du logiciel, sa conception, puis son implémentation proprement dite au sens de l'écriture des programmes dans un langage de programmation bien défini et aussi la vérification de sa correction) [32].

Mais avant de commencer la programmation il faut écrire des algorithmes.

III.2.1. Algorithme :





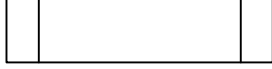
Un algorithme est un model universel de description d'un système numérique. Il existe deux types de représentation : l'organigramme et une représentation littérale algorithmique [33].

III.2.1.1. L'organigramme d'un programme :

Un organigramme est la représentation graphique d'une suite structurée d'instructions [33].

Les symboles graphiques normalisés à utiliser sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : les principaux symboles graphiques normalisés [33].

	Début, fin, interruption Début, fin ou interruption d'un programme
	Traitement interne Opération ou calcul sur des données dont le résultat est stocké dans le microcontrôleur
	Lecture ou écriture d'une donnée externe Mise à disposition d'une information (écriture sur un port de sortie) ou enregistrement d'une information (lecture d'un port d'entrée)
	Branchement Test, exploitation de conditions variables impliquant le choix d'une parmi deux. Symbole utilisé pour représenté une décision
	Sous-programme Portion de programme considérée comme une simple opération.

III.2.1.2. Les structures algorithmiques :

On distingue trois familles de mots :

- les mots clés : ils définissent la structure algorithmique utilisée.

Exemple de mots clés :

- ✓ sialors, sinon... : définissent une structure alternative
- ✓ répéter... jusqu'à... : définissent une structure itérative
- mots instructions : se sont des verbes d'action qui caractérisent la nature des opérations à effectuer sur une ou plusieurs données.
 - ✓ De la désignation de l'objet sur lequel il s'applique. Exemple
 - Lire « »
 - ✓ Eventuellement de la description de l'opération à appliquer à l'objet.

Exemple

- Faire « »

- Mots délimiteurs : les mots délimiteurs fixent :
 - ✓ Les bornes d'entrée et de sortie de l'algorithme
 - ✓ Les bornes d'entrée et de sortie des différentes structures utilisées dans l'algorithme si ces bornes ne sont pas définies par la structure elle-même.

Début et Fin sont les seuls mots délimiteurs et peuvent être suivi éventuellement d'un mot clé [34].

III.3. Définition de MATLAB :

MATLAB est un acronyme pour « MATrix LABoratory ». Ce produit a été développé par la société Mathworks. Conçu à la base pour être un environnement de calcul scientifique et de visualisation de données, c'est aujourd'hui un langage de programmation complet dans un environnement de développement simple et pratique.

Non seulement, il permet un gain substantiel de temps de développement, par rapport à des approches dans des langages traditionnels de programmation scientifiques tels C ou FORTRAN, mais, tout en restant très abordable au débutant, il possède toute les fonctionnalités des approches récentes de la programmation. En particulier :

- La programmation objet basée sur des hiérarchies de classes.
- La programmation événementielle du graphisme [35].

Le logiciel MATLAB consiste en un langage interprété qui s'exécute dans une fenêtre dite d'exécution. L'intérêt de MATLAB tient, d'une part, à sa simplicité d'utilisation : pas de compilation, déclaration implicite des variables utilisées et, d'autre part, à sa richesse fonctionnelle : arithmétique matricielle et nombreuses fonctions de haut niveau dans de nombreux domaines (analyse numérique, graphique, ...). La programmation sous MATLAB consiste à écrire des scripts de commandes MATLAB, exécutables dans la fenêtre d'exécution. En outre, grâce aux diverses Toolboxes spécialisés (ensemble de scripts MATLAB), MATLAB s'enrichit au fur et à mesure [36].

Le logiciel utilise en langage de fond du C++, mais utilise un langage beaucoup plus simplifié du point de vue de l'utilisateur à l'interface. Par exemple, contrairement aux langages de programmation comme Fortran et C++, il n'est plus nécessaire de déclarer des variables avant de les utiliser.

Matlab est un logiciel de calcul numérique ce qui signifie que chaque variable doit avoir une valeur connue et définie contrairement aux logiciels de calcul analytique comme Maple ou Derive où chaque variable est représentée par un ensemble de valeurs indéfinies. En termes de temps de calcul, les logiciels numériques sont beaucoup plus efficaces que les logiciels analytiques puisqu'ils utilisent moins de mémoire du fait que chaque variable a une valeur assignée. Cependant, les résultats de calcul numérique sont imputés d'une erreur basée sur la nature des opérations. La grandeur des erreurs associées au calcul numérique dépend des algorithmes de calcul. Pour des opérations de calcul simple l'erreur est souvent minime voire même nulle. C'est pourquoi en général les gens préfèrent perdre un peu de précision pour gagner du temps [37].

III.3.1. Scripts MATLAB :

Il est possible d'enregistrer une séquence d'instructions dans un fichier (appelé un « M-file ») et de les faire exécuter par MATLAB. Un tel fichier doit obligatoirement avoir une extension de la forme .m (d'où le nom M-file) pour être considéré par MATLAB comme un fichier d'instructions. On distingue 2 types de M-file, les fichiers de scripts et les fichiers de fonctions.

Un script est un ensemble d'instructions MATLAB qui joue le rôle de programme principal. Si le script est écrit dans le fichier de nom (nom.m) on l'exécute dans la

Utilisation d'un outil de calcul pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement :
Etude de cas d'une zone de la ville de Souahlia

fenêtre MATLAB en tapant nom.m Même si l'on ne souhaite pas à proprement parler écrire de programme, utiliser un script est très utile. Il est en effet beaucoup plus simple de modifier des instructions dans un fichier à l'aide d'un éditeur de texte que de retaper un ensemble d'instructions MATLAB dans la fenêtre de commande [38].

III.4. La conception des scripts sous Matlab pour l'évaluation des débits et pour le dimensionnement :

On fait les différents scripts pour l'évaluation des débits d'eaux pluviales, d'eaux usées et de dimensionnement pour un seul tronçon puis on fait le script générale pour tous les réseaux d'assainissement unitaire en utilisant la méthode rationnelle.

III.4.1. La conception des scripts pour un tronçon :

Pour les scripts d'un seul tronçon, les procédés de calcul sont très simples.

La figure suivante représente une schématisation d'un bassin versant élémentaire pour un seul collecteur.

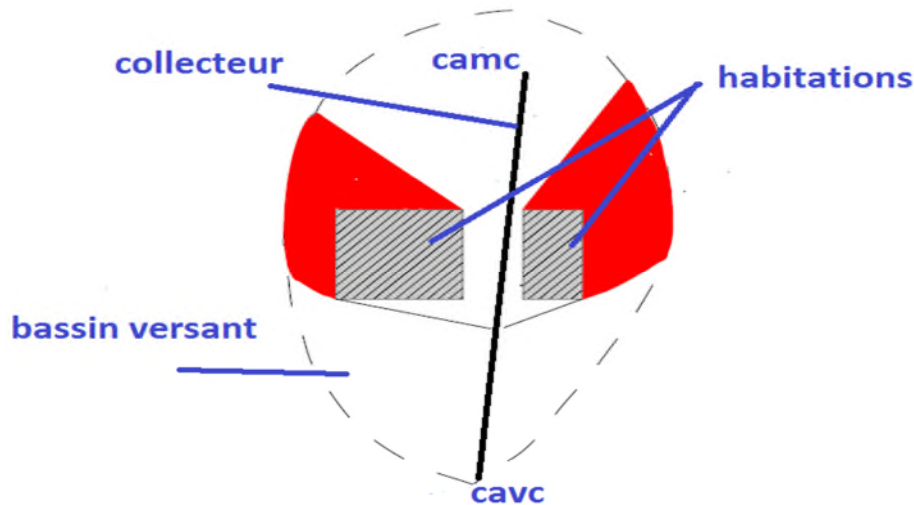
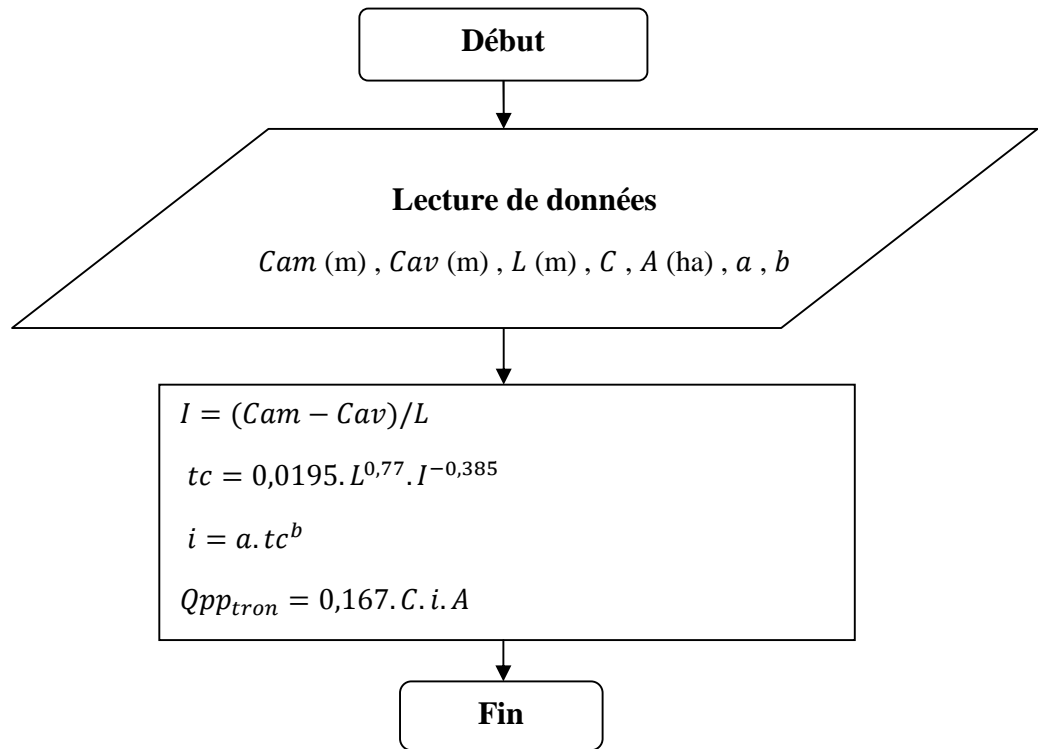


Figure III.1 : schématisation d'un bassin versant élémentaire pour un seul collecteur

III.4.1.1. Conception de script qui permet d'évaluer le débit d'eau pluviale d'un tronçon par la méthode rationnelle pour un bassin versant :

Les étapes de l'évaluation de débit d'eau pluviale d'un tronçon par la méthode

rationnelle sont représentées dans l'organigramme suivant :



Avec :

Cam : La cote amont du bassin versant en mètre

Cav : La cote aval du bassin versant en mètre

L : La longueur du bassin versant en mètre

C : Le coefficient de ruissellement

A : La surface du bassin versant en hectare

a, b : Les coefficients de Montana

I : La pente du bassin versant

tc : Le temps de concentration en minute

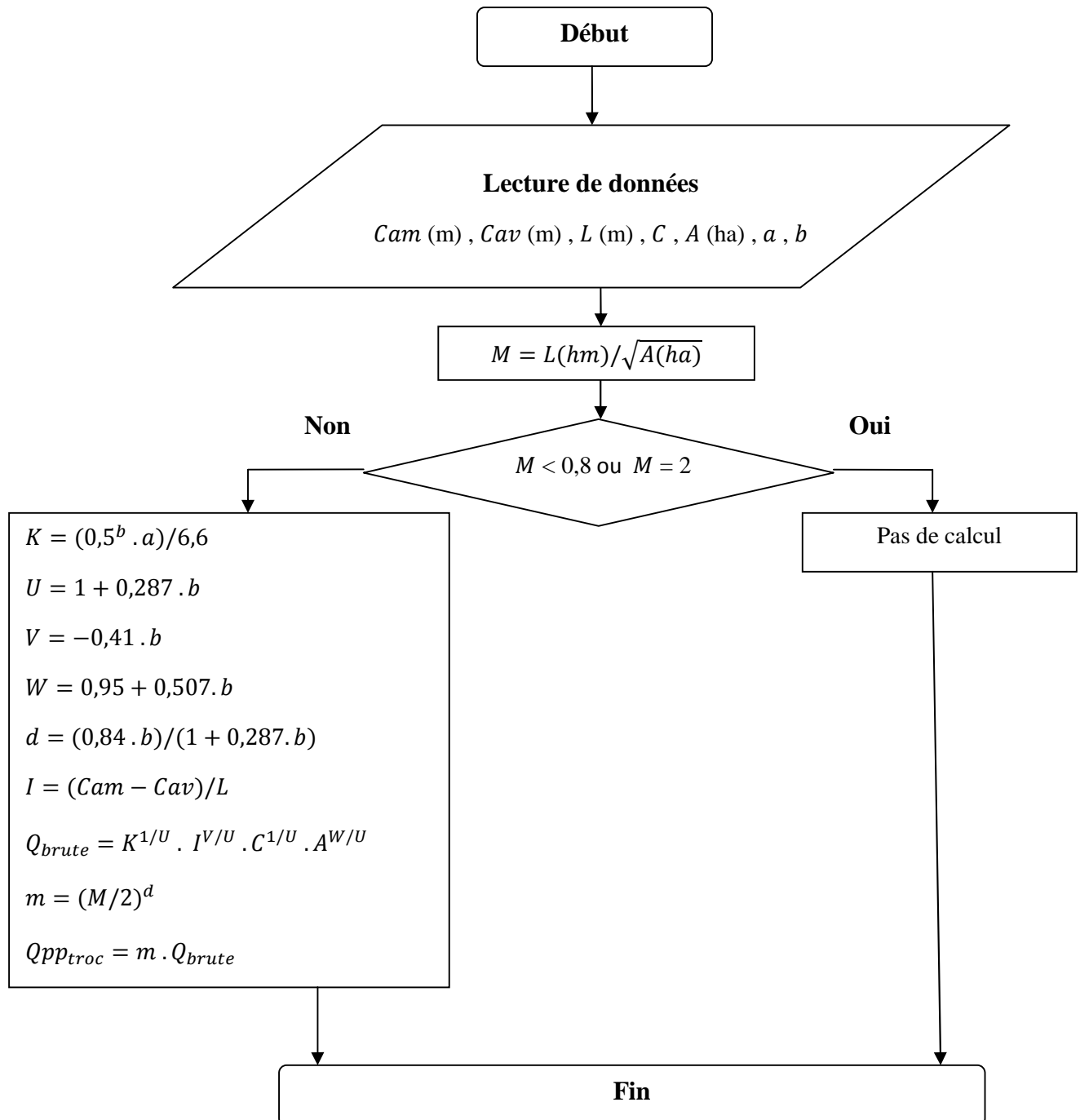
i : L'intensité moyenne de précipitation en mm/min

Qpp_{tron} : Le débit d'eau pluviale en m^3/s

Le calcul du tc se fait par la formule de Kirpich

III.4.1.2. Conception de script qui permet d'évaluer le débit d'eau pluvial d'un tronçon par la méthode de Caquot pour un bassin versant :

Les étapes de l'évaluation de débit d'eau pluviale d'un tronçon par la méthode de Caquot sont représentées dans l'organigramme suivant :



Avec :

K, U, V, W, d : Des coefficients de calcul.

Q_{brute} : Le débit pluvial brut du tronçon en (m^3/s).

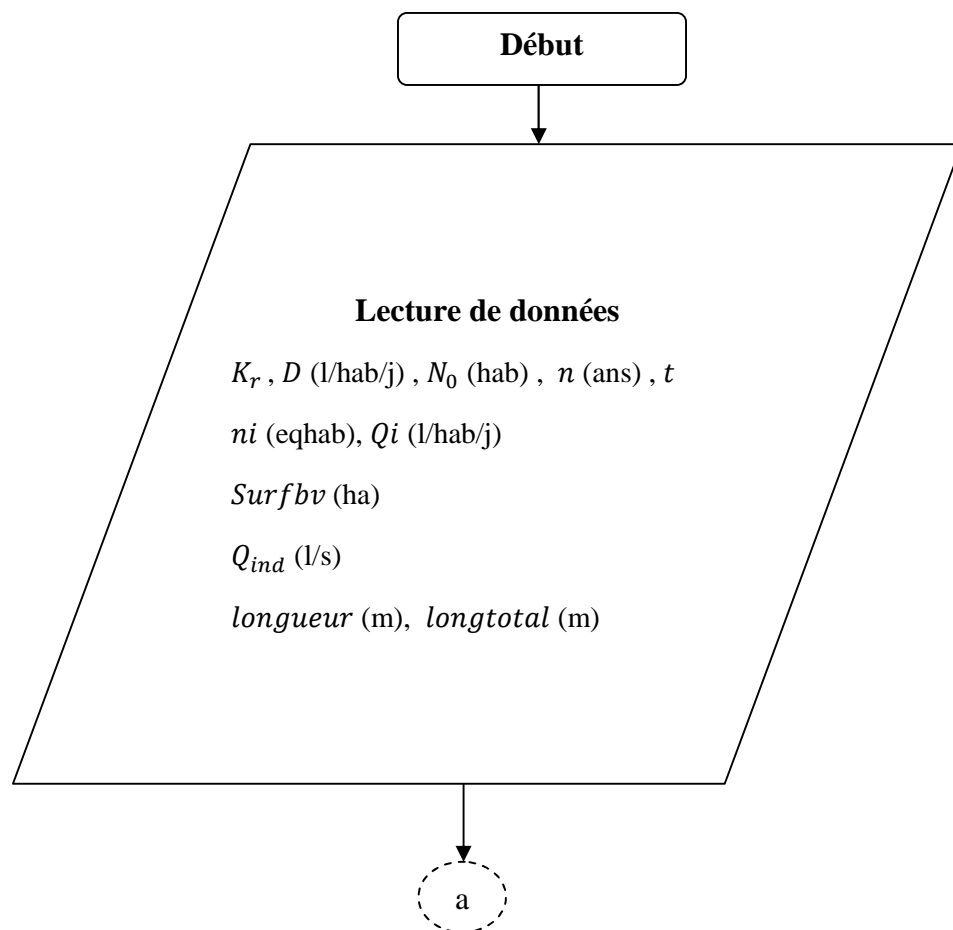
M : Le coefficient de l'allongement.

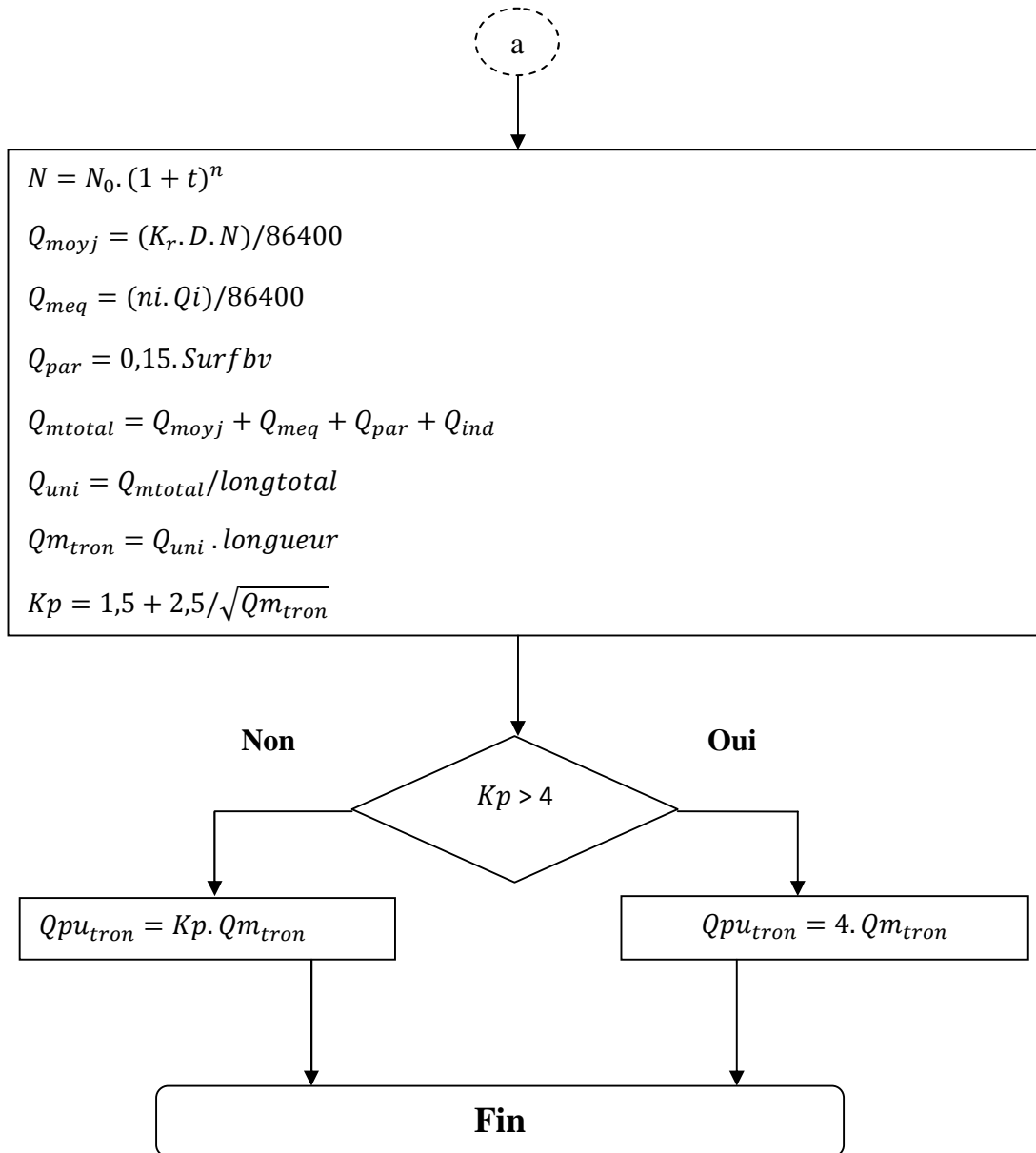
m : Le Coefficient d'influence.

$Q_{pp_{trac}}$: Le débit pluvial de point du tronçon en (m^3/s).

III.4.1.3. Conception de script qui permet d'évaluer le débit des eaux usées d'un tronçon :

Les étapes de l'évaluation de débit des eaux usées du tronçon sont représentées dans l'organigramme suivant :





Avec :

$Surfbv$: La surface totale du bassin versant de tout le réseau d'assainissement.

Q_{uni} : Le débit unitaire (l/s/m).

$longtotal$: La longueur totale du réseau d'assainissement en mètre.

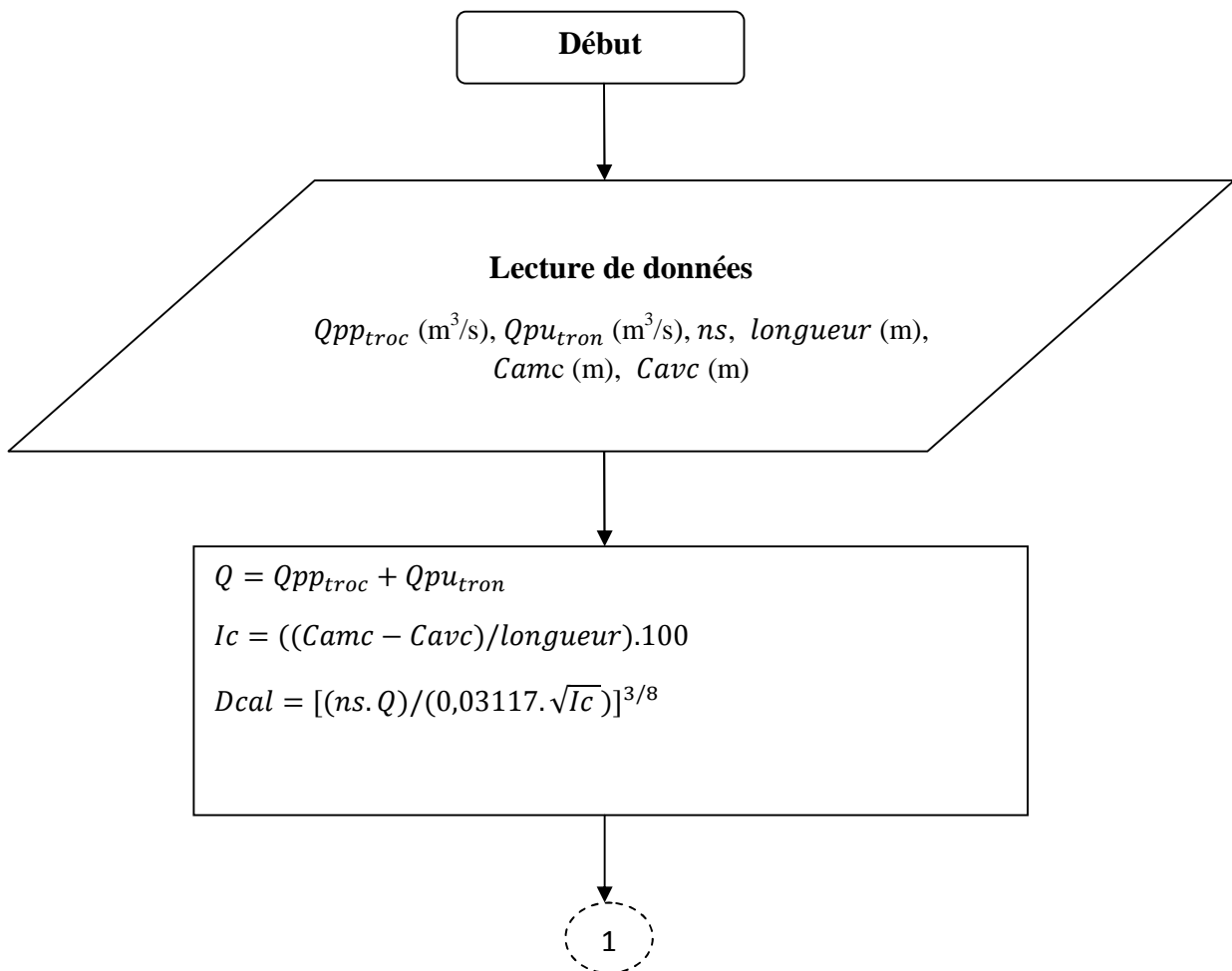
$Q_{m_{tron}}$: Le débit moyen du tronçon.

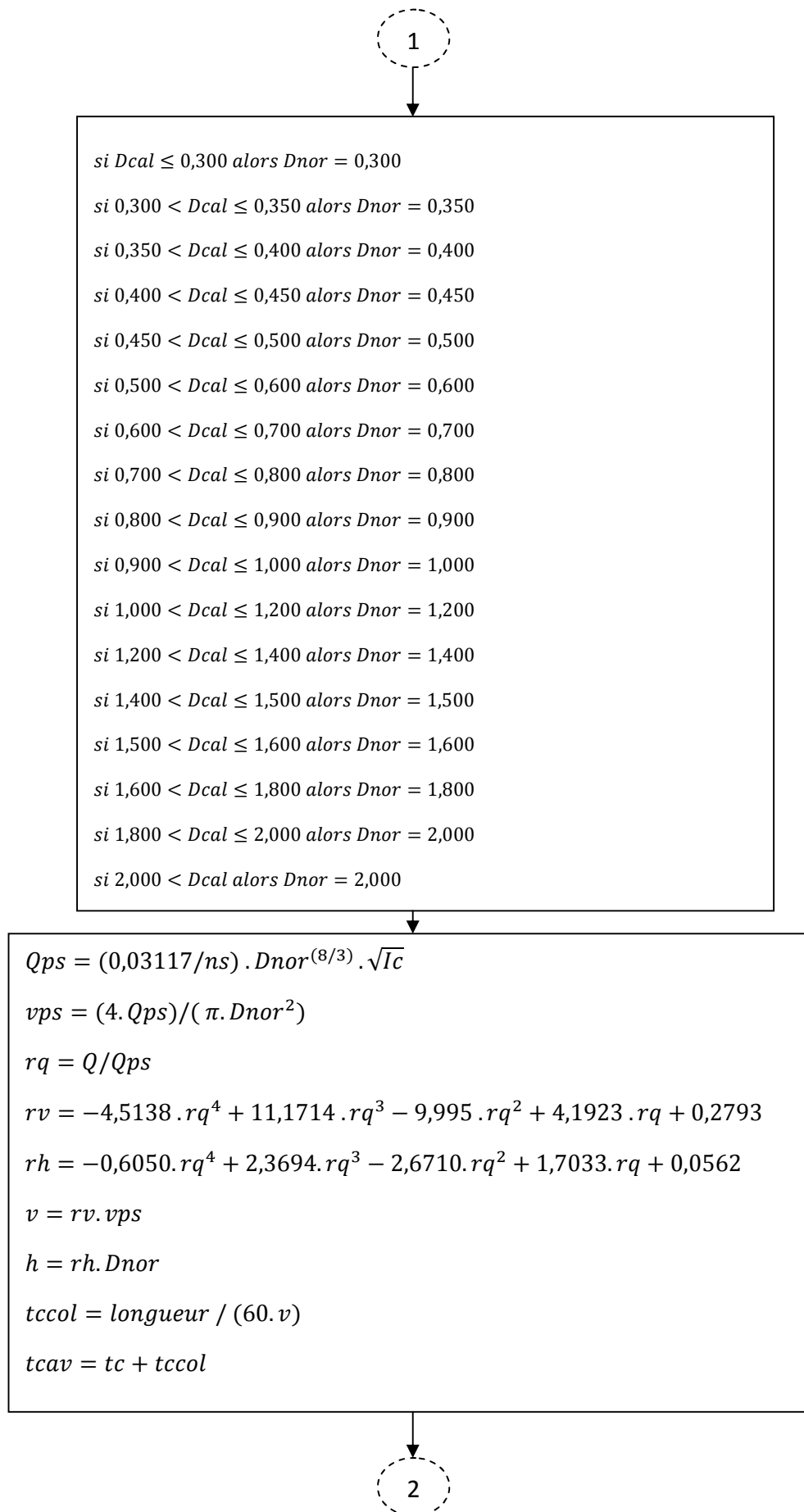
$Q_{pu_{tron}}$: Le débit de point du tronçon.

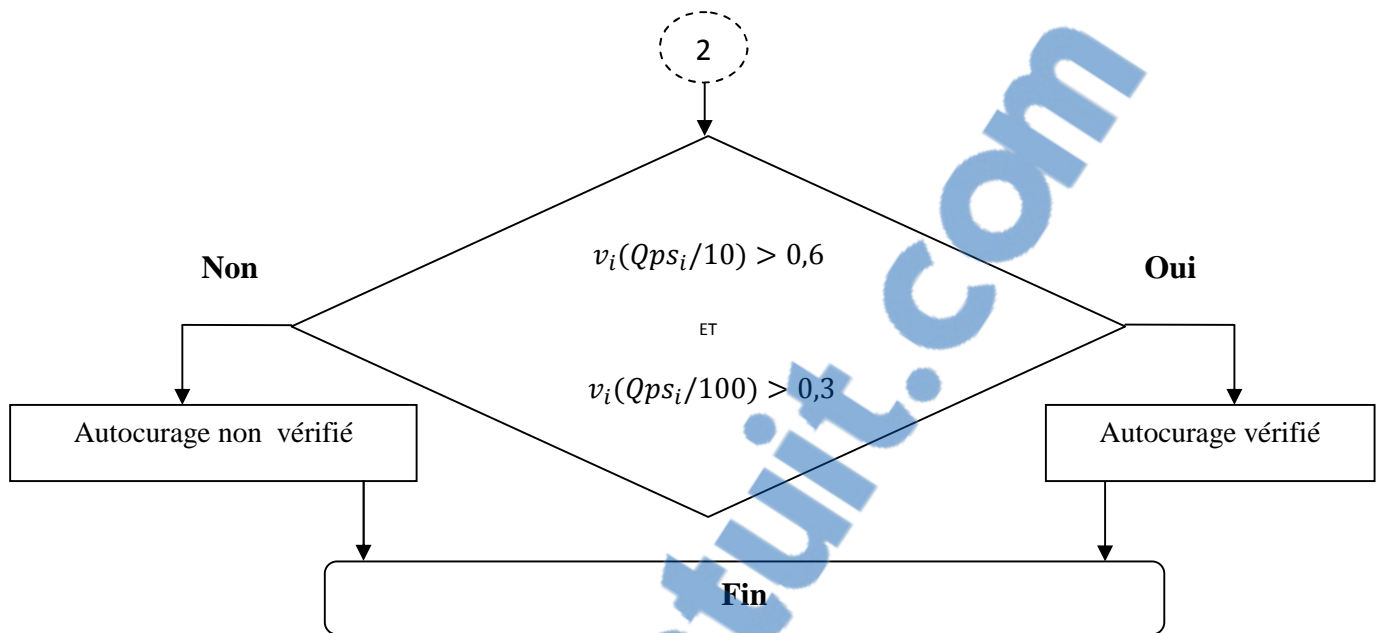
Pour l'estimation du débit des eaux parasites, on prend la majeure valeur préconisée par la directive Allemande ATV (0,15 l/s/ha).

III.4.1.4. Conception de script qui permet de dimensionner un tronçon :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit. Les étapes du dimensionnement d'un tronçon sont représentées dans l'organigramme suivant:







Avec :

Q : Le débit total en (m³/s).

$Camc$: La cote amont du collecteur en mètre.

$Cavc$: La cote aval du collecteur en mètre.

ns : Coefficient de Manning.

Ic : La pente moyenne du collecteur en (%).

$Dcal$: Le diamètre calculé en mètre.

$Dnor$: Le diamètre normalisé en mètre.

Qps : Le débit à plein section (m³/s).

vps : La vitesse à plein section (m/s).

rq : Rapport des débits.

rv : Rapport des vitesses.

rh : Rapport des hauteurs.

v : La vitesse de l'eau (m/s).

h : La hauteur de l'eau (m).

$tccol$: C'est le temps d'écoulement de l'eau dans le tronçon égale à $(longueur/60.v)$.

$tcav$: C'est le temps nécessaire pour que l'eau arrive à la cote aval du tronçon, il est égal à la somme de tc et $tccol$.

III.4.2. La conception des scripts pour dimensionner un réseau d'assainissement :

Pour les scripts de tous un réseau d'assainissement unitaire, la méthode de calcul des débits est la même que celle d'un seul tronçon sauf dans le cas d'existence des nœuds.

Dans le cas d'existence des nœuds le calcul des débits des tronçons se fait par assemblage des bassins versants.

La figure suivante représente une schématisation de plusieurs bassins versants élémentaires (tronçons).

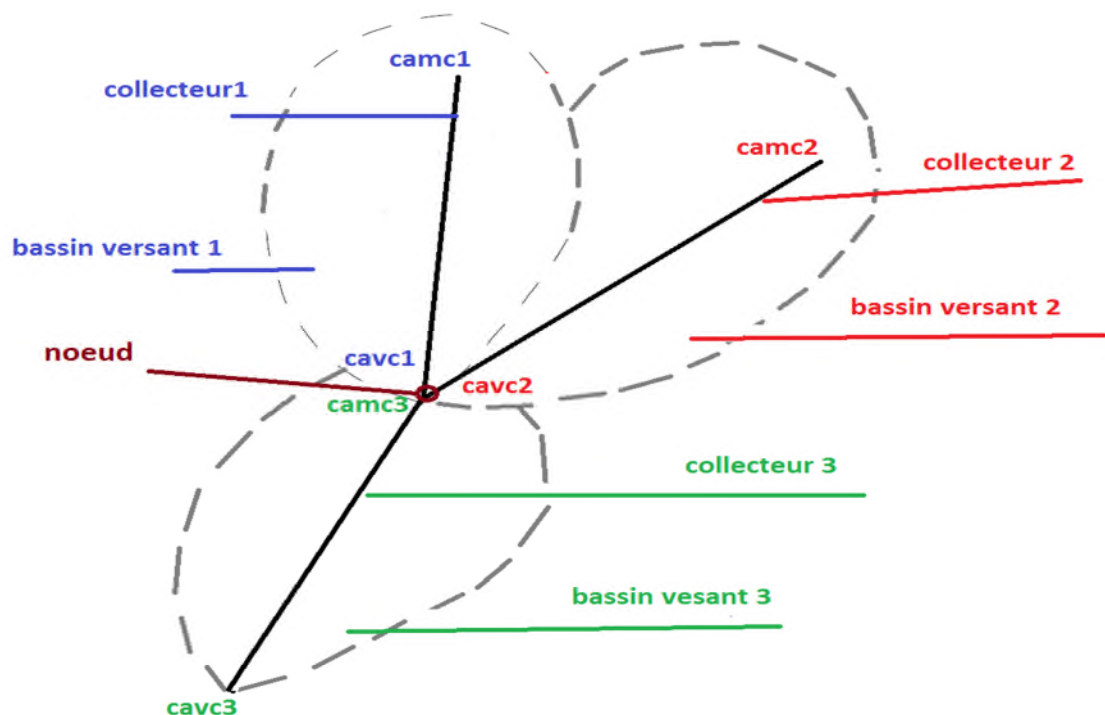


Figure III.2 : schématisation de plusieurs bassins versants élémentaires

Les étapes du dimensionnement d'un réseau d'assainissement unitaire en utilisant la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits d'eau pluviale sont représentées dans l'organigramme suivant :

Début

Lecture de données

$Cam_i, Cav_i, L_i, a, b, C_i, A_i, Camc_i, Cacv_i, longueur_i$

K_r, D (l/hab/j), N_0 (hab), n (ans), t

ni (eqhab)

Q_{ind} (l/s), ns

$$I_i = (Cam_i - Cav_i)/L_i$$

$$Ic_i = ((Camc_i - Cacv_i)/longueur_i).100$$

$$tc_i = 0,0195.L_i^{0,77}.I_i^{-0,385}$$

$$i_i = a.tc_i^b$$

$$N = N_0.(1 + t)^n$$

$$Q_{moyj} = (K_r.D.N)/86400$$

$$Q_{meq} = (ni.Q_i)/86400$$

$$Q_{par} = 0,15.Surfbv$$

$$Q_{mtotal} = Q_{moyj} + Q_{meq} + Q_{par} + Q_{ind}$$

$$Q_{uni} = Q_{mtotal}/longtotal$$

$$Q_{entrant_i} = 0$$

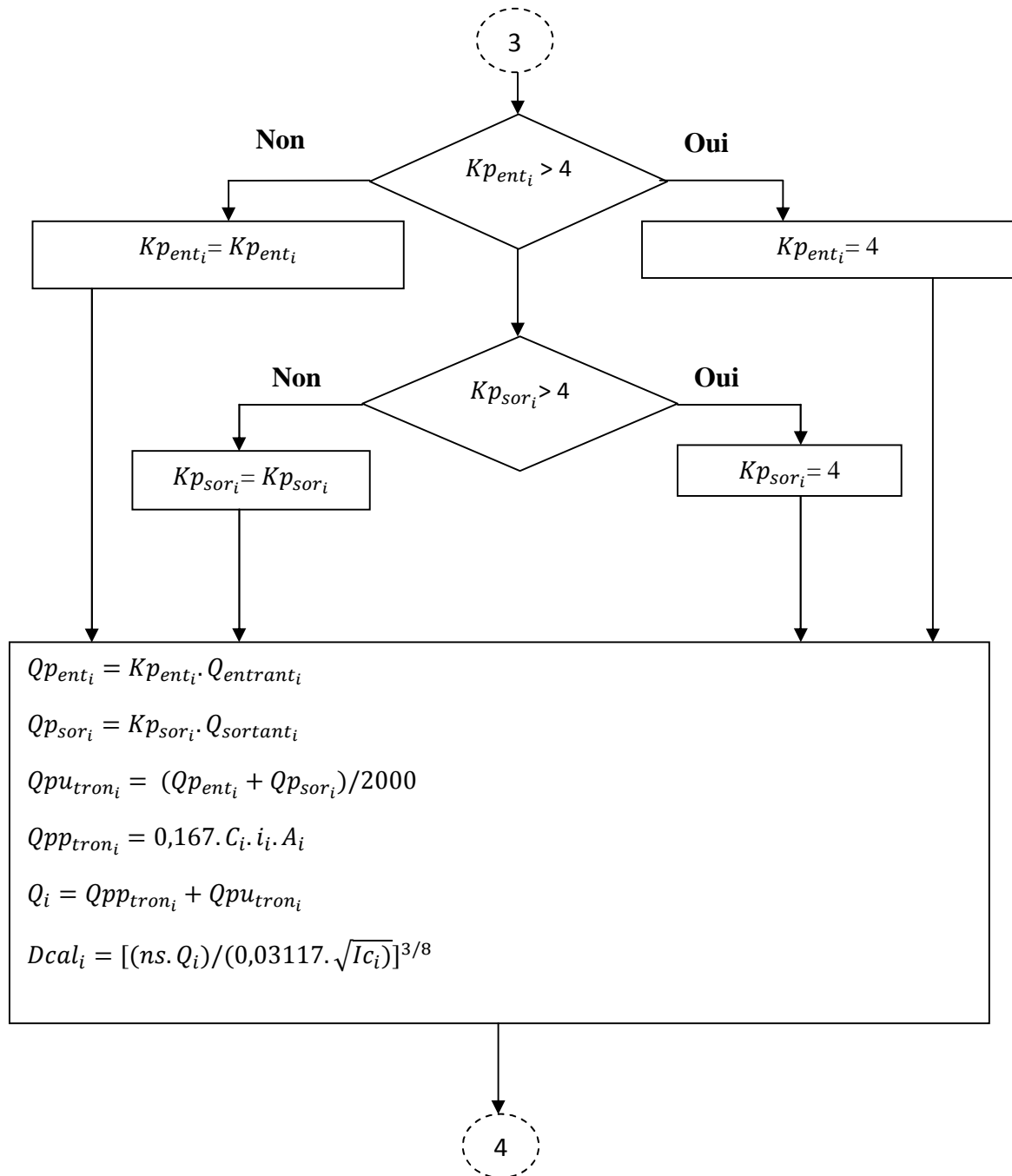
$$Q_{sortant_i} = Q_{uni}.longueur_i$$

$$Kp_{ent_i} = 1,5 + 2,5/\sqrt{Q_{entrant_i}}$$

$$Kp_{sor_i} = 1,5 + 2,5/\sqrt{Q_{sortant_i}}$$

3

6

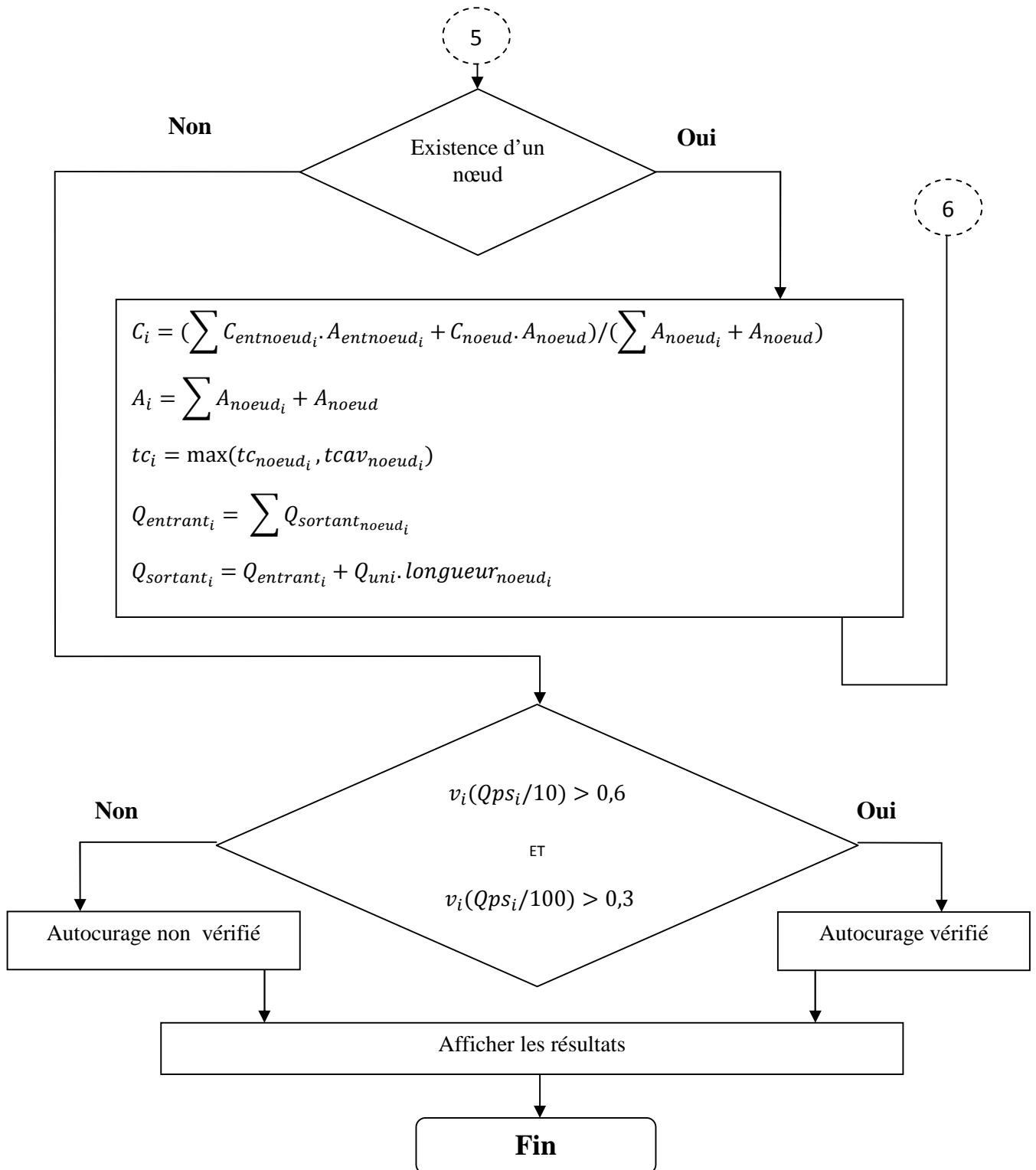


4

$si\ Dcal_i \leq 0,300\ alors\ Dnor_i = 0,300$
 $si\ 0,300 < Dcal_i \leq 0,350\ alors\ Dnor_i = 0,350$
 $si\ 0,350 < Dcal_i \leq 0,400\ alors\ Dnor_i = 0,400$
 $si\ 0,400 < Dcal_i \leq 0,450\ alors\ Dnor_i = 0,450$
 $si\ 0,450 < Dcal_i \leq 0,500\ alors\ Dnor_i = 0,500$
 $si\ 0,500 < Dcal_i \leq 0,600\ alors\ Dnor_i = 0,600$
 $si\ 0,600 < Dcal_i \leq 0,700\ alors\ Dnor_i = 0,700$
 $si\ 0,700 < Dcal_i \leq 0,800\ alors\ Dnor_i = 0,800$
 $si\ 0,800 < Dcal_i \leq 0,900\ alors\ Dnor_i = 0,900$
 $si\ 0,900 < Dcal_i \leq 1,000\ alors\ Dnor_i = 1,000$
 $si\ 1,000 < Dcal_i \leq 1,200\ alors\ Dnor_i = 1,200$
 $si\ 1,200 < Dcal_i \leq 1,400\ alors\ Dnor_i = 1,400$
 $si\ 1,400 < Dcal_i \leq 1,500\ alors\ Dnor_i = 1,500$
 $si\ 1,500 < Dcal_i \leq 1,600\ alors\ Dnor_i = 1,600$
 $si\ 1,600 < Dcal_i \leq 1,800\ alors\ Dnor_i = 1,800$
 $si\ 1,800 < Dcal_i \leq 2,000\ alors\ Dnor_i = 2,000$
 $si\ 2,000 < Dcal_i\ alors\ Dnor_i = 2,000$

$Qps_i = (0,03117/ns).Dnor_i^{(8/3)}.\sqrt{Ic_i}$
 $vps_i = (4.Qps_i)/(\pi.Dnor_i^2)$
 $rq_i = Q_i/Qps_i$
 $rv_i = -4,5138.rq_i^4 + 11,1714.rq_i^3 - 9,995.rq_i^2 + 4,1923.rq_i + 0,2793$
 $rh_i = -0,6050.rq_i^4 + 2,3694.rq_i^3 - 2,6710.rq_i^2 + 1,7033.rq_i + 0,0562$
 $v_i = rv_i.vps_i$
 $h_i = rh_i.Dnor_i$
 $tccol_i = longueur_i / (60.v_i)$
 $tcav_i = tc_i + tccol_i$

5



Avec :

$Q_{entrant_i}$: Le débit moyen d'eaux usées entrant dans le tronçon i

$Q_{sortant_i}$: Le débit moyen d'eaux usées sortant du tronçon i

Kp_{ent_i} : Le coefficient de pointe du débit d'eaux usées entrant dans le tronçon i

Kp_{sor_i} : Le coefficient de pointe du débit d'eaux usées sortant du le tronçon i

Qp_{ent_i} : Le débit de pointe d'eaux usées entrant dans le tronçon i.

Qp_{sor_i} : Le débit de pointe d'eaux usées sortant du tronçon i.

$tccol_i$: C'est le temps d'écoulement de l'eau dans le tronçon i.

$tcav_i$: C'est le temps nécessaire pour que l'eau arrive à la cote aval du tronçon i.

$C_{entnoeud_i}$: Le coefficient de ruissellement du bassin versant i où il est assemblé à un autre bassin versant.

$A_{entnoeud_i}$: La surface du bassin versant i où il est assemblé à un autre bassin versant.

C_{noeud} : Le coefficient de ruissellement du bassin versant où il existe le nœud.

A_{noeud} : La surface du bassin versant où existe le nœud.

$tcav_{noeud_i}$: C'est le temps nécessaire pour que l'eau arrive à la cote amont du nœud.

tc_{noeud_i} : C'est le temps de concentration du bassin versant où il existe le nœud.

$Q_{sortant_{noeud_i}}$: C'est le débit sortant du tronçon i qui arrive au nœud.

$longueur_{noeud_i}$: C'est la longueur du tronçon où existe le nœud.

Si par exemple on prend la figure précédente, on a un nœud entre le bassin versant 1 et le bassin versant 2.

Donc dans ce cas le $C_{entnoeud_i}$ c'est le coefficient de ruissellement du bassin versant 1 ou du bassin versant 2, et $A_{entnoeud_i}$: c'est la surface du bassin versant 1 ou le bassin versant 2.

C_{noeud} : C'est le coefficient de ruissellement du bassin versant 3 et A_{noeud} c'est la surface du bassin versant 3.

$tcav_{noeud_i}$: C'est le $tcav$ du bassin versant 1 ou du $tcav$ bassin versant 2.

tc_{noeud_i} : C'est tc du bassin versant 3.

$Q_{sortant_{noeud_i}}$: C'est le débit sortant du collecteur 1 ou du collecteur 2.

$longueur_{noeud_i}$: C'est longueur du collecteur 3.


Remarque 1 :

Le diamètre normalisé dépend du matériau des conduites, moi j'ai choisi les diamètres les plus courants et qui ne dépassent pas les deux mètres.

Remarque 2:

Pour le calcul du rapport des vitesses et des hauteurs j'ai utilisé le tableau d'équivalence (annexe 2) pour faire une interpolation dans Matlab pour avoir des polynômes de quatrième degré qui donnent des bons résultats.

Remarque 3 :

Le symbole «  » signifie la suite de l'étape. (Ce symbole remplace la flèche en cas de manque d'espace).

Remarque 4 :

$$Q_{pu_{tron_i}} = (Q_{p_{ent_i}} + Q_{p_{sor_i}})/2000$$

Dans cette équation on divise la somme des débits entrants et sortants sur 2000 pour calculer le débit d'eau usées de tronçon et de le transformer en m^3/s .

III.5. Conclusion :

Les scripts Matlab conçus facilitent les tâches de calcul et permettent ainsi un gain de temps en plus d'éviter le maximum d'erreurs de calcul, c'est pour cette raison j'utiliserai ces scripts dans le prochain chapitre pour étudier une tranche du réseau d'assainissement de la ville de Souahlia.

Chapitre IV :

Etude du schéma directeur d'une zone de la ville de Souahlia

IV.1. Introduction :

Quelque soit la nature du réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone rural Ou urbaine, doit répondre à certains points:

- assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion dans les immeubles et à permettre une circulation aisée dans les rues en temps de pluies.
- L'évacuation des eaux usées d'origine domestique, ainsi que les eaux résiduaires doit être plus éloignée de l'agglomération.

Le but de ce chapitre est d'étudier une tranche du schéma directeur d'assainissement de la ville de Souahlia en utilisant le script Matlab principal conçu pour dimensionner un réseau d'assainissement de type unitaire.

IV.2. présentation de la ville de Souahlia :

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 permet 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 [1].

IV.2.1. Situation géographique :

La ville de Souahlia chef lieu de commune relève administrativement de daïra de Ghazaouet et de la wilaya de Tlemcen [39].



Figure IV.1 : Localisation de la commune de souahlia dans la wilaya de Tlemcen [40].

Souahlia est une commune côtière, elle est limitée à l'est par la commune de Ghazaouet, à l'ouest par la commune de Souk Tleta et au sud par les communes de Souani et Bab El Assa. La ville de souahlia s'étend sur une superficie environnante de 200 Ha [41]. La figure suivante représente les communes limitrophes de la ville de Souahlia :

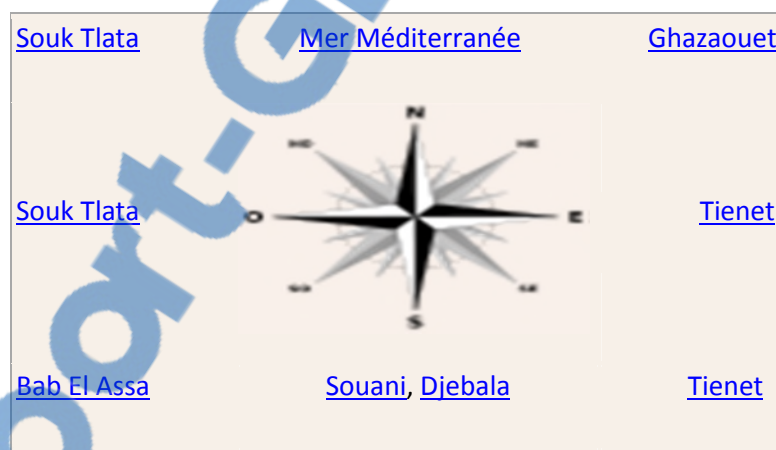


Figure IV.2 : Communes limitrophes de Souahlia [40].

IV.2.2. Données climatologique :

Le climat se définit comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné [1].

IV.2.2.1. Pluviométrie de la région :

L'étude des précipitations joue un très grand rôle, pour le choix du type de réseau

d'assainissement à adopter et pour tout dimensionnement d'ouvrage à vocation hydraulique, principalement, les STEP. Elle nous donne aussi une idée sur la nécessité de projection des ouvrages spéciaux comme les déversoirs d'orages, ou encore des canaux pour eau pluviale servant de protection pour l'agglomération contre des inondations [1].

Les stations climatiques existantes, susceptibles d'être considérées comme représentatives de la région d'étude, et possédantes des données fiables, sont celles de Ghazaouet et Dar Bencherki (à coté de Souani). Le tableau ci-dessous représente les précipitations moyennes annuelles des stations de Ghazaouet et Dar Bencherki pour la période « 1990 – 2008 » [41].

Tableau IV.1 : Précipitations moyennes annuelles des stations de Ghazaouet et Dar Bencherki [41].

Année	Station de Ghazaouet P (mm)	Station de Dar Bencherki P (mm)
1989-1990	412,4	414,2
1990-1991	408,9	312,4
1991-1992	744,2	371,6
1992-1993	315,1	743,2
1993-1994	855,0	284,4
1994-1995	288,2	416,8
1995-1996	525,0	344,6
1996-1997	582,0	490,0
1997-1998	631,2	298,4
1998-1999	575,0	707,0
1999-2000	290,1	211,4
2000-2001	439,7	403,4
2001-2002	682,8	358,9
2002-2003	504,9	375,4
2003-2004	566,0	298,2
2004-2005	320,9	306,6
2005-2006	224,4	286,5
2006-2007	607,0	666,0
2007-2008	620,1	618,0

IV.2.2.1.1. Pour la station de Ghazaouet :

La moyenne des précipitations annuelles de la station de Ghazaouet est de 504,9 mm.

Le maximum des précipitations observées durant cette décennie s'est présenté en « 1993-1994 » avec (855,0 mm) et le minimum avec (224,04 mm) a été enregistré en « 2005-2006 ».

IV.2.2.1.2. Pour la station de Dar Bencherki :

La moyenne des précipitations annuelles est de 416,15 mm. Les années entre « 1992-1993 » ont enregistré le maximum des précipitations où on a observé (743,2 mm). Cependant, l'année entre « 1999-2000 » a enregistré le minimum avec (211,4 mm)

IV.2.2.2. La température :

Les données des températures sont prises comme référence au niveau de secteur d'étude. Le tableau ci-dessous représente les températures moyennes mensuelles :

Tableau IV.2 : les températures moyennes mensuelles de la ville de Souahlia [41].

Mois T(c°)	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	dec
T moyennes mensuelles	13,11	13,65	15,24	16,49	19,37	22,41	24,86	26,21	24,01	20,38	16,57	14,18

Le tableau des températures moyenne mensuelles indique que le mois de janvier est le plus froid ($T=13,11\text{ C}^\circ$) et le mois d'Août est le plus chaud ($T=26,21\text{C}^\circ$).

IV.2.3. Hydrographie :

La ville de Souahlia se trouve dans un bassin décaissé d'où l'ensemble des drains contourne l'agglomération pour rejoindre des différents exutoires. La figure suivante représente la carte hydrographique de la ville de Souahlia [41].

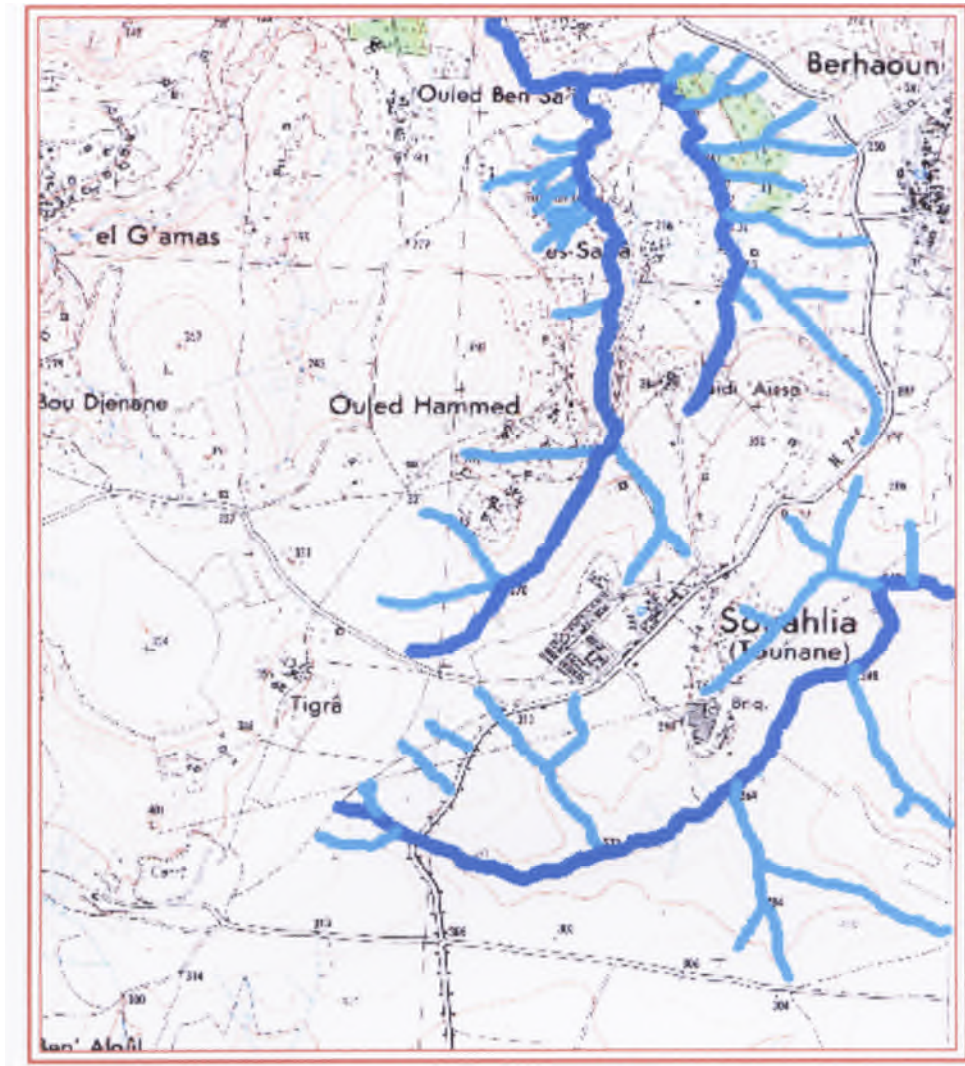


Figure IV.3 : La carte hydrographique de la ville de Souahlia [41].

IV.2.4. Caractéristiques géologique :

Les formations basaltiques de Souahlia déterminent dans la topographie des vastes plateaux établis à l'altitude 200 à 250 mètre et entaillés par plusieurs oueds côtiers. Ceux-ci peuvent donner quelques belles coupes des terrains volcaniques assez dépourvus d'affleurement en surface.

La monotonie générale du plateau est rompue localement, par quelques faibles reliefs de scories, vestiges d'anciens cônes plus au moins démantelés par l'érosion [41].

IV.2.5. Situation démographique actuelle :

IV.2.5.1. Population actuelle :

D'après les nouvelles données apportées par le RGPH 2008. La population de souahlia centre était de 11670 en (2008) avec un taux de croissance de 0.7% [39].

Le calcul à été effectué aux nouvelles échéances arrêtées en utilisant la formule suivante:

$$N = N0. (1 + t)^n$$

N : Population à l'horizon de projet

N0: Population actuelle

t: Taux d'accroissement de la population

n: Nombre d'années séparant les deux horizons

Donc la population actuelle (en 2015) de Souahlia est de 12254 habitants.

IV.2.5.2. Equipements et infrastructures :

La ville de souahlia comprend les équipements et les infrastructures récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Équipements et infrastructures de la ville de Souahlia [41].

Equipements public	Nature des équipements	Nombre
Equipements scolaires	-Ecoles primaires	02
	-Ecoles moyens	02
Equipements sanitaires	-Centres de santé	01
Equipements sportifs et culturels	- stade	01
	- bibliothèque	01
	- maison de culture	01
	- maison de jeunes	01
	- mosquées	03

Equipements administratifs et sécuritaires	- Siège de l'APC	01
	- Agence des PTT	01
	- centre de sureté	01
	- gendarmerie	01
	- station de service	01
	- parc communal	01

IV.3. Description du réseau d'assainissement existant de la ville de Souahlia :

Le centre de souahlia est doté d'un réseau d'assainissement de type unitaire conçu en diamètres de 300, 400 ,500 et 600 mm et un canal rectangulaire en béton armé de dimensions de (0,7 mètre de hauteur et 1 mètre de largeur), la longueur total de ce réseau est de 20688 mètre linéaire tout diamètre confondue [41].

Le réseau d'assainissement du centre de souahlia se subdivise en (07) zones de desserte représenté comme suite :

- **Zone A :**

La zone A est la plus étendue, concerne la partie ouest de l'agglomération limitée par le CW 108, desservant les quartiers Sallah, Tigraou et une partie du centre ville. Elle est constituée d'un collecteur principal qui prend naissance à hauteur de la sortie vers Zaouia Mira formant le réceptacle final, pour joindre le rejet vers oued el beyayet. Il est conçu en diamètre 600 mm.

Le réseau secondaire desservant cette partie est conçu de collecteur en diamètre 300, 350, 400 mm en béton armé et 300, 400, 500, 600 mm en PVC, l'ensemble est branché au collecteur principal (annexe 3) [41].

- **Zone B :**

Comprise entre le centre de santé dans sa partie nord et la zone A et l'ancienne briqueterie en passant par la station de service et la sureté. Cette zone est conçue entièrement en diamètre 300 et 400 mm en béton comprimé.

Les eaux usées de ce réseau sont jetées dans un talweg pour rejoindre l'oued el Bayayet (annexe 3) [41].

- **Zone C :**

C'est une petite zone comprise entre la zone **B** et la zone **D** elle est limitée par la RN 7AA au nord et l'ancienne briqueterie au sud conçue en diamètre 300 et 400 en béton comprimé.

Les eaux usées de ce réseau sont jetées dans un talweg pour rejoindre l'oued el Bayayet (annexe 3) [41].

- **Zone D :**

La zone D concerne l'ancien centre ville limité par la RN 7AA et la rue du marché elle est constituée de deux collecteurs principaux qui prend naissance à hauteur de la mosquée et longent la RN 7AA formant le réceptacle final, pour rejoindre un talweg qui fait partie de l'oued el Beyayet [41].

Il est conçu en diamètre 400 en béton comprimé et 400 mm en PVC réalisé récemment.

Mise à part la rue du marché qui est doté d'un collecteur en diamètre 500 mm en béton comprimé. Le reste du réseau desservant cette partie est conçu de collecteurs en diamètre 300 mm en béton comprimé, l'ensemble est branché au collecteur principal (annexe 3) [41].

- **Zone E :**

La zone E concerne quartier BOUDJLID situé à l'entrée de la ville du côté Est, cette zone de desserte est formée entièrement de diamètre 300 mm en béton comprimé, l'ensemble est branché au collecteur principal conçu lui aussi en diamètre 400 et 500 mm en béton comprimé (annexe 3) [41].

- **Zone F :**

Importante zone occupe la partie nord de l'agglomération elle est limité par

les zones **A**, **D**, et **E**. Le réseau de cette zone est formé également en diamètre 300 et 400 mm en béton comprimé et de 315 mm en PVC.

Les eaux sont drainées par collecteur de diamètre en béton comprimé vers le milieu récepteur naturel (annexe 3) [41].

- **Zone G :**

Cette zone concerne pratiquement Dhar Lahmame desservie par un réseau formée de diamètre 300 et 400 mm en béton comprimé et 315 mm en PVC.

Les eaux usées sont jetés directement dans l'oued (annexe 3) [41].

IV.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement de la zone A:

Pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement. On s'intéresse au dimensionnement de la zone **A** (la plus étendue) car elle a été réhabilitée dernièrement.

IV.4.1. Etude de la zone A :

En premier temps le réseau d'assainissement de la zone **A** était de type unitaire, et après l'évolution de la population d'où l'augmentation des débits d'eau usées et pluviales le réseau n'a pas pu évacuer tout ce débit. Donc ils ont mis un canal rectangulaire de longueur de 468 mètre linéaires dans le point le plus défavorable (pente forte) pour évacuer les eaux de ruissellement.

Donc pour notre travail on considère que le site est vierge et on redimensionne le réseau de type unitaire en prenant en compte les données actualisées du site.

IV.4.1.1. Préparation des paramètres nécessaires pour le calcul des débits :

Les paramètres qui doivent être appréciés sont :

IV.4.1.1.1. Paramètres pour le calcul du débit d'eaux pluviales :

Pour le calcul du débit d'eaux pluviales on utilise la méthode rationnelle donc on a besoin de coefficient de ruissellement, les pentes des terrains et des collecteurs, les surfaces, pour cela l'APC de Souahlia nous a donnée le plan de zonage du réseau d'assainissement de centre de Souahlia et le levé topographique de la zone.

- On commence par le découpage du bassin : Le découpage du bassin en sous bassins est lié à la topographie des lieux : l'eau coule des points hauts vers le point bas et le réseau doit suivre cette logique, il doit donc suivre les thalwegs en collectant au fur et à mesure des zones de plus en plus basses. Le découpage est fait par la méthode graphique.

- Après le découpage en sous bassins élémentaires, on estime les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin en basant sur les valeurs de coefficient selon type d'occupation du sol décrivent dans le deuxième chapitre.

- Le calcul du temps de concentration est fait par la formule de Kirpich.
- Pour le choix de période de retour nous optons pour une période de retour décennale

(T = 10 ans) appliquée généralement en Algérie et donc les valeurs des coefficients de

MONTANA sont : $a = 4$ et $b = -0,5$

IV.4.1.1.2. Paramètres pour le calcul du débit d'eaux usées :

Pour le calcul du débit d'eaux usées, on a besoin de connaître le nombre de population, le taux de croissance, les établissements publics, la dotation en eau potable, l'APC nous a donnée toute ces informations.

La population totale de la zone A était de 2400 habitants en 2008 [39]. Donc on peut calculer la population actuelle par la formule : $N = N_0 \cdot (1 + t)^n$

Avec : $N_0 = 2400$, $t = 0,007$ et $n = (2015-2008)$

- Donc la population actuelle est de 2521 habitants.
- La dotation en eau potable est de 150 l/hab/jour.
- Le taux de rejet est de 80%.
- Le taux d'accroissement est de 0,7%.

Dans la zone **A** il existe un réseau principal et quatre petits réseaux secondaires qui évacuent directement dans l'oued car la topographie ne permet pas d'avoir un seul réseau.

Pour cela on considère que chaque réseau a son bassin versant spécifique.

IV.4.1.2. Dimensionnement du réseau de la zone Aa :

Le réseau de la zone **Aa** est le réseau principal, le bassin de **Aa** a été découpé en 58 sous bassins représentés dans (annexe 4).

La population actuelle de la zone **Aa** est de 2070 habitants.

Le nombre d'années séparant les deux horizons est 25 ans. (On estime le nombre d'habitants pour l'an 2040).

Les établissements de cette zone sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Equipements publics de la zone Aa.

Equipements public	Nombre d'unité	Coefficient d'équivalence	Equivalent habitant
C E M	525 élèves	4	131,25
C E M	196 élèves	4	49
Ecole	280 élèves	4	70
Mosquée	300 places	1	300
Mosquée	120 places	1	120
Parc communale	40 employés	4	10

La somme d'équivalents habitant de ces équipements est de 680,25 équivalents habitants.

Ces équipements sont classés dans la catégorie des (autres standings) dont le débit moyen de rejet est de 80 l/hab/j.

Pour tout le réseau d'assainissement nous optons pour un coefficient de Manning $n_s = 0,013$

Les données concernant le calcul du débit d'eaux pluviales de la zone **Aa** sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Données nécessaires pour le calcul des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau Aa.

Tronçons	Côte amont (m)	Côte aval (m)	Long de tc (m)	Surface (ha)	Long de tronçon (m)	Coefficient de ruissellement
A1-A2	141,02	116,3	720	6,88	680	0,3
A3-A4	138,75	122,48	440	1,2	264	0,6
A7-A4	122,58	122,48	240	1,1	56	0,7
A4-A6	122,48	122,35	54	0,114	50	0,7
A5-A6	129	122,35	420	2,02	158	0,6
A6-A9	122,35	120,29	44	0,144	40	0,7
A8-A9	120,93	120,29	146	0,388	108	0,7
A9-A10	120,29	117,55	82	0,315	80	0,7
A11-A10	119,36	117,55	120	0,54	120	0,7
A10-A2	117,55	116,3	82	0,252	46	0,7
A15-A16	117,8	112	130	0,344	130	0,7
A17-A16	116,6	112	86	0,21	84	0,7
AA-A18	117,4	111,35	106	0,312	106	0,7
A16-A18	112	111,35	40	0,092	40	0,7
A18-A19	111,35	107,93	70	0,148	64	0,7
A12-A13	119,16	112,95	116	0,192	116	0,7
A14-A13	117,5	112,95	84	0,164	76	0,7
A13-A19	112,95	107,93	188	0,61	188	0,7
A19-A20	107,93	106,97	25	0,04	16	0,7
A21-A20	108,91	106,97	136	0,34	130	0,7
A20-A22	106,97	106,82	40	0,08	40	0,7
A23-A24	117,76	110,02	230	0,32	200	0,7
A26-A24	114,36	110,02	146	0,72	136	0,7
A24-A25	110,02	109,64	140	0,248	40	0,7
A2-A25	116,3	109,64	150	0,4	150	0,7
A25-A22	109,64	106,82	100	0,164	78	0,7
A27-A22	114,28	106,82	272	0,776	260	0,7
A28-A22	112,02	106,82	442	3,036	442	0,7
A22-A30	106,82	100,56	100	0,6	84	0,7
A29-A30	106,21	100,56	114	0,336	114	0,7
A30-A34	100,56	97,25	50	0,14	48	0,7
A31-A33	106,39	104,67	160	0,568	160	0,7
A32-A33	105,22	104,67	140	0,248	52	0,7
A33-A34	104,67	97,25	140	0,4812	140	0,7
A35-A34	102,36	97,25	130	0,3	114	0,7
A34-A45	97,25	95,3	60	0,324	44	0,7
A44-A45	97,33	95,3	58	0,124	56	0,7
A45-A43	95,3	90,15	100	0,356	100	0,7
A36-A38	106,46	101,02	102	0,184	102	0,6
A37-A38	104,84	101,02	78	0,168	74	0,7

A38-A40	101,02	98,32	62	0,162	62	0,7
A39-A40	104,09	98,32	94	0,26	90	0,7
A40-A42	98,32	92,84	92	0,248	92	0,7
A41-A42	100,25	92,84	100	0,232	84	0,7
A42-A43	92,84	90,15	36	0,08	36	0,7
A51-A52	125,65	108,45	690	3,458	386	0,7
A53-A52	111,06	108,45	104	0,3	96	0,7
A52-A54	108,45	98,11	870	5,814	374	0,7
A55-A54	108,04	98,11	232	0,82	226	0,7
A54-A56	98,11	97,28	14	0,052	12	0,7
A57-A56	97,48	97,28	172	0,68	168	0,7
A56-A43	97,28	90,15	84	0,28	80	0,7
A43-A47	90,15	85,83	108	0,336	108	0,7
A46-A47	98,6	85,83	230	1,892	186	0,7
A50-A47	93,58	85,83	106	0,52	106	0,7
A47-A49	85,83	84,73	56	0,108	56	0,7
A48-A49	96,07	84,73	232	1,72	226	0,7
A49-AF	84,73	80,99	40	0,092	34	0,7

Les résultats de calcul du débit d'eaux pluviales sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau Aa.

Tronçons	I (m/m)	t_c (min) de chaque Sous bassin	t_c (min) de calcul	i (mm/min)	Q_p Pluvial (m ³ /s)
A1-A2	0,0343	11,3222	11,3222	1,1888	0,4098
A3-A4	0,0370	7,5308	7,5308	1,4576	0,1753
A7-A4	0,0004	26,5570	26,5570	0,7762	0,0998
A4-A6	0,0024	4,2863	27,6582	0,7606	0,1994
A5-A6	0,0158	10,0717	10,0717	1,2604	0,2551
A6-A9	0,0468	1,1678	28,3812	0,7508	0,3614
A8-A9	0,0044	7,3195	7,3195	1,4785	0,0671
A9-A10	0,0334	2,1476	28,5430	0,7487	0,4219
A11-A10	0,0151	3,9110	3,9110	2,0226	0,1277
A10-A2	0,0152	2,9052	28,9048	0,7440	0,4882
A15-A16	0,0446	2,7398	2,7398	2,4166	0,0972
A17-A16	0,0535	1,8587	1,8587	2,9339	0,0720
AA-A18	0,0571	2,1295	2,1295	2,7410	0,1000
A16-A18	0,0163	1,6310	3,5019	2,1375	0,1614
A18-A19	0,0489	1,6426	3,8060	2,0503	0,2651
A12-A13	0,0535	2,3396	2,3396	2,6151	0,0587
A14-A13	0,0542	1,8165	1,8165	2,9678	0,0569
A13-A19	0,0267	4,4352	4,4352	1,8993	0,2145

A19-A20	0,0384	0,8156	5,5444	1,6988	0,4194
A21-A20	0,0143	4,4002	4,4002	1,9069	0,0758
A20-A22	0,0038	2,8683	5,6449	1,6836	0,4983
A23-A24	0,0337	4,7388	4,7388	1,8375	0,0687
A26-A24	0,0297	3,5029	3,5029	2,1372	0,1799
A24-A25	0,0027	8,5231	8,5231	1,3701	0,2063
A2-A25	0,0444	3,0647	29,1238	0,7412	0,7764
A25-A22	0,0282	2,6711	29,6656	0,7344	0,8940
A27-A22	0,0274	5,8339	5,8339	1,6561	0,1502
A28-A22	0,0118	11,7445	11,7445	1,1672	0,4142
A22-A30	0,0626	1,9650	29,9527	0,7309	1,4831
A29-A30	0,0496	2,3781	2,3781	2,5939	0,1019
A30-A34	0,0662	1,1277	30,1603	0,7284	1,5186
A31-A33	0,0107	5,5605	5,5605	1,6963	0,1126
A32-A33	0,0039	7,3922	7,3922	1,4712	0,0427
A33-A34	0,0530	2,7146	8,0286	1,4117	0,2141
A35-A34	0,0393	2,8767	2,8767	2,3584	0,0827
A34-A45	0,0325	1,7066	30,2830	0,7269	1,6511
A44-A45	0,0350	1,6159	1,6159	3,1467	0,0456
A45-A43	0,0515	2,1183	30,4114	0,7253	1,6884
A36-A38	0,0533	2,1221	2,1221	2,7459	0,0506
A37-A38	0,0490	1,7836	1,7836	2,9951	0,0588
A38-A40	0,0435	1,5638	2,7659	2,4051	0,1371
A39-A40	0,0614	1,8878	1,8878	2,9113	0,0885
A40-A42	0,0596	1,8784	3,1081	2,2689	0,2641
A41-A42	0,0741	1,8414	1,8414	2,9477	0,0799
A42-A43	0,0747	0,8358	3,4899	2,1412	0,3273
A51-A52	0,0249	12,3944	12,3944	1,1362	0,4593
A53-A52	0,0251	2,8794	2,8794	2,3573	0,0827
A52-A54	0,0119	19,7056	19,7056	0,9011	1,0083
A55-A54	0,0428	4,3486	4,3486	1,9182	0,1839
A54-A56	0,0593	0,4415	21,2255	0,8682	1,0600
A57-A56	0,0012	13,8412	13,8412	1,0752	0,0855
A56-A43	0,0849	1,5281	21,2589	0,8675	1,1565
A43-A47	0,0400	2,4773	30,6859	0,7221	2,7821
A46-A47	0,0555	3,9079	3,9079	2,0234	0,4475
A50-A47	0,0731	1,9359	1,9359	2,8749	0,1748
A47-A49	0,0196	1,9645	30,9743	0,7187	2,9810
A48-A49	0,0489	4,1319	4,1319	1,9678	0,3957
A49-AF	0,0935	0,8315	31,1662	0,7165	3,1235

Les résultats de calcul du débit d'eaux usées des tronçons du réseau **Aa** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau Aa.

Nombre d'habitants en 2040 (hab)	Débit domestique (l/s)	Débit Parasite (l/s)	Débit d'équipement (l/s)		Débit total du réseau (l/s)	
2464,4	3,4227	6,3048	0,6299		10,3574	
Tronçons	Q_{uni} (l/s/m)	$Q_{m_{entrant}}$ (l/s)	$Kp_{entrant}$	$Kp_{sortant}$	$Qp_{entrant}$ (l/s)	$Qp_{sortant}$ (l/s)
A1-A2	0,0014	0	-	4	0	3,8029
A3-A4	0,0014	0	-	4	0	1,4764
A7-A4	0,0014	0	-	4	0	0,3132
A4-A6	0,0014	0,4474	4	4	1,7896	2,0693
A5-A6	0,0014	0	-	4	0	0,8836
A6-A9	0,0014	0,7382	4	4	2,9529	3,1766
A8-A9	0,0014	0	-	4	0	0,6040
A9-A10	0,0014	0,9451	4	3,9317	3,7806	4,1558
A11-A10	0,0014	0	-	4	0	0,6711
A10-A2	0,0014	1,2248	3,7590	3,7019	4,6039	4,7721
A15-A16	0,0014	0	-	4	0	0,7270
A17-A16	0,0014	0	-	4	0	0,4698
AA-A18	0,0014	0	-	4	0	0,5928
A16-A18	0,0014	0,2992	4	4	1,1968	1,4205
A18-A19	0,0014	0,5033	4	4	2,0133	2,3712
A12-A13	0,0014	0	-	4	0	0,6487
A14-A13	0,0014	0	-	4	0	0,4250
A13-A19	0,0014	0,2684	4	4	1,0738	2,1252
A19-A20	0,0014	1,1241	3,8580	3,8348	4,3368	4,3966
A21-A20	0,0014	0	-	4	0	0,7270
A20-A22	0,0014	1,3282	3,6692	3,6249	4,8736	5,0175
A23-A24	0,0014	0	-	4	0	1,1185
A26-A24	0,0014	0	-	4	0	0,7606
A24-A25	0,0014	0,4698	4	4	1,8791	2,1028
A2-A25	0,0014	2,2398	3,1704	3,0973	7,1012	7,5871
A25-A22	0,0014	2,9752	2,9494	2,9235	8,7751	9,0170
A27-A22	0,0014	0	-	4	0	1,4541
A28-A22	0,0014	0	-	4	0	2,4719
A22-A30	0,0014	5,4500	2,5709	2,5595	14,0114	14,2498
A29-A30	0,0014	0	-	4	0	0,6376
A30-A34	0,0014	5,7268	2,5447	2,5386	14,5730	14,7084
A31-A33	0,0014	0	-	4	0	0,8948
A32-A33	0,0014	0	-	4	0	0,2908
A33-A34	0,0014	0,2964	4	4	1,1856	1,9686
A35-A34	0,0014	0	-	4	0	0,6376

A34-A45	0,0014	6,4454	2,4847	2,4801	16,0150	16,1379
A44-A45	0,0014	0	-	4	0	0,3132
A45-A43	0,0014	6,5852	2,4742	2,4640	16,2931	16,5706
A36-A38	0,0014	0	-	4	0	0,5704
A37-A38	0,0014	0	-	4	0	0,4139
A38-A40	0,0014	0,2461	4	4	0,9843	1,3310
A39-A40	0,0014	0	-	4	0	0,5033
A40-A42	0,0014	0,4586	4	4	1,8344	2,3489
A41-A42	0,0014	0	-	4	0	0,4698
A42-A43	0,0014	0,7047	4	4	2,8187	3,0200
A51-A52	0,0014	0	-	4	0	2,1587
A53-A52	0,0014	0	-	4	0	0,5369
A52-A54	0,0014	0,6739	4	3,7852	2,6956	4,5302
A55-A54	0,0014	0	-	4	0	1,2639
A54-A56	0,0014	1,5128	3,5326	3,5214	5,3441	5,3862
A57-A56	0,0014	0	-	4	0	0,9396
A56-A43	0,0014	1,7645	3,3821	3,3251	5,9675	6,2389
A43-A47	0,0014	9,3564	2,3173	2,3108	21,6817	21,9696
A46-A47	0,0014	0	-	4	0	1,0402
A50-A47	0,0014	0	-	4	0	0,5928
A47-A49	0,0014	9,9157	2,2939	2,2908	22,7457	22,8941
A48-A49	0,0014	0	-	4	0	1,2639
A49-AF	0,0014	10,3099	2,2786	2,2768	23,4921	23,5818

Les résultats de dimensionnement des tronçons du réseau **Aa** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Résultats de dimensionnement des tronçons du réseau **Aa.**

Tronçons	Qp_{total} (m ³ /s)	Ic (m/m)	$Dcal$ (m)	$Dnor$ (m)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	rq	rv	rh	v (m/s)	h (m)	$tcav$ (min)
A1-A2	0,4117	0,0364	0,4054	0,45	0,5436	3,4181	0,7572	1,0892	0,6443	3,7231	0,2899	14,3662
A3-A4	0,1760	0,0616	0,2670	0,3	0,2401	3,3963	0,7331	1,0788	0,6282	3,6638	0,1885	8,7317
A7-A4	0,1000	0,0018	0,4196	0,45	0,1205	0,7576	0,8297	1,1188	0,6973	0,8475	0,3138	27,6582
A4-A6	0,2013	0,0026	0,5084	0,6	0,3131	1,1074	0,6430	1,0409	0,5736	1,1526	0,3441	28,3812
A5-A6	0,2556	0,0421	0,3299	0,35	0,2993	3,1105	0,8539	1,1271	0,7167	3,5058	0,2508	10,8228
A6-A9	0,3645	0,0515	0,3629	0,4	0,4726	3,7611	0,7713	1,0953	0,6541	4,1195	0,2616	28,5430
A8-A9	0,0674	0,0059	0,2890	0,3	0,0744	1,0532	0,9049	1,1398	0,7604	1,2004	0,2281	8,8191
A9-A10	0,4259	0,0343	0,4151	0,45	0,5280	3,3199	0,8066	1,1099	0,6796	3,6848	0,3058	28,9048
A11-A10	0,1280	0,0151	0,3086	0,35	0,1792	1,8621	0,7146	1,0707	0,6163	1,9937	0,2157	4,9141
A10-A2	0,4929	0,0272	0,4580	0,5	0,6228	3,1719	0,7914	1,1038	0,6684	3,5010	0,3342	29,1238
A15-A16	0,0975	0,0446	0,2274	0,3	0,2043	2,8897	0,4775	0,9838	0,4870	2,8430	0,1461	3,5019
A17-A16	0,0723	0,0548	0,1955	0,3	0,2263	3,2015	0,3193	0,9157	0,3986	2,9315	0,1196	2,3363
AA-A18	0,1003	0,0571	0,2194	0,3	0,2310	3,2685	0,4340	0,9692	0,4646	3,1679	0,1394	2,6872
A16-A18	0,1627	0,0163	0,3327	0,35	0,1862	1,9353	0,8736	1,1329	0,7331	2,1924	0,2566	3,8060
A18-A19	0,2673	0,0534	0,3208	0,35	0,3371	3,5037	0,7929	1,1044	0,6695	3,8694	0,2343	4,0817
A12-A13	0,0590	0,0535	0,1820	0,3	0,2238	3,1654	0,2638	0,8729	0,3602	2,7631	0,1081	3,0393

A14-A13	0,0571	0,0599	0,1760	0,3	0,2366	3,3475	0,2414	0,8507	0,3430	2,8476	0,1029	2,2613
A13-A19	0,2161	0,0267	0,3374	0,35	0,2384	2,4779	0,9065	1,1400	0,7618	2,8249	0,2666	5,5444
A19-A20	0,4238	0,0600	0,3731	0,4	0,5101	4,0592	0,8308	1,1192	0,6982	4,5430	0,2793	5,6031
A21-A20	0,0762	0,0149	0,2545	0,3	0,1181	1,6713	0,6446	1,0415	0,5745	1,7406	0,1724	5,6449
A20-A22	0,5032	0,0038	0,6676	0,7	0,5710	1,4837	0,8813	1,1348	0,7397	1,6838	0,5178	6,0408
A23-A24	0,0693	0,0387	0,2054	0,3	0,1902	2,6914	0,3643	0,9407	0,4261	2,5317	0,1278	6,0554
A26-A24	0,1803	0,0319	0,3048	0,35	0,2606	2,7085	0,6918	1,0609	0,6021	2,8734	0,2107	4,2917
A24-A25	0,2083	0,0095	0,4039	0,45	0,2779	1,7473	0,7496	1,0859	0,6391	1,8975	0,2876	8,8744
A2-A25	0,7837	0,0444	0,4972	0,5	0,7957	4,0525	0,9849	1,1386	0,8372	4,6140	0,4186	29,6656
A25-A22	0,9029	0,0362	0,5447	0,6	1,1683	4,1320	0,7728	1,0959	0,6551	4,5284	0,3931	29,9527
A27-A22	0,1510	0,0287	0,2909	0,3	0,1638	2,3174	0,9216	1,1420	0,7756	2,6465	0,2327	7,4712
A28-A22	0,4155	0,0118	0,5027	0,6	0,6660	2,3556	0,6238	1,0334	0,5629	2,4343	0,3377	14,7708
A22-A30	1,4972	0,0745	0,5751	0,6	1,6760	5,9276	0,8933	1,1376	0,7501	6,7432	0,4501	30,1603
A29-A30	0,1022	0,0496	0,2269	0,3	0,2153	3,0457	0,4747	0,9829	0,4856	2,9937	0,1457	3,0127
A30-A34	1,5332	0,0690	0,5887	0,6	1,6130	5,7048	0,9505	1,1431	0,8029	6,5211	0,4818	30,2830
A31-A33	0,1131	0,0107	0,3138	0,35	0,1512	1,5720	0,7477	1,0851	0,6378	1,7058	0,2232	7,1238
A32-A33	0,0428	0,0106	0,2187	0,3	0,0995	1,4070	0,4303	0,9679	0,4626	1,3619	0,1388	8,0286
A33-A34	0,2157	0,0530	0,2965	0,3	0,2226	3,1491	0,9690	1,1415	0,8212	3,5948	0,2463	8,6771
A35-A34	0,0830	0,0448	0,2139	0,3	0,2047	2,8965	0,4055	0,9587	0,4493	2,7768	0,1348	3,5610
A34-A45	1,6672	0,0443	0,6601	0,7	1,9495	5,0657	0,8552	1,1275	0,7178	5,7114	0,5024	30,4114
A44-A45	0,0458	0,0363	0,1780	0,3	0,1841	2,6048	0,2486	0,8582	0,3486	2,2354	0,1046	2,0334
A45-A43	1,7048	0,0515	0,6471	0,7	2,1020	5,4619	0,8110	1,1117	0,6830	6,0718	0,4781	30,6859
A36-A38	0,0509	0,0533	0,1723	0,3	0,2233	3,1595	0,2280	0,8357	0,3321	2,6405	0,0996	2,7659
A37-A38	0,0590	0,0516	0,1833	0,3	0,2197	3,1084	0,2687	0,8773	0,3638	2,7270	0,1091	2,2359
A38-A40	0,1383	0,0435	0,2604	0,3	0,2017	2,8535	0,6857	1,0583	0,5984	3,0199	0,1795	3,1081
A39-A40	0,0887	0,0641	0,2050	0,3	0,2449	3,4641	0,3624	0,9398	0,4250	3,2554	0,1275	2,3485
A40-A42	0,2662	0,0596	0,3138	0,35	0,3561	3,7012	0,7475	1,0850	0,6377	4,0159	0,2232	3,4899
A41-A42	0,0802	0,0882	0,1859	0,3	0,2872	4,0634	0,2792	0,8863	0,3714	3,6015	0,1114	2,2302
A42-A43	0,3302	0,0747	0,3261	0,35	0,3987	4,1440	0,8282	1,1182	0,6962	4,6339	0,2437	3,6194
A51-A52	0,4604	0,0446	0,4070	0,45	0,6019	3,7843	0,7649	1,0926	0,6496	4,1345	0,2923	13,9504
A53-A52	0,0829	0,0272	0,2348	0,3	0,1595	2,2558	0,5201	0,9975	0,5087	2,2501	0,1526	3,5905
A52-A54	1,0119	0,0276	0,5982	0,6	1,0201	3,6079	0,9920	1,1367	0,8446	4,1011	0,5067	21,2255
A55-A54	0,1845	0,0439	0,2896	0,3	0,2027	2,8677	0,9102	1,1406	0,7652	3,2709	0,2295	5,5001
A54-A56	1,0654	0,0692	0,5133	0,6	1,6153	5,7130	0,6596	1,0475	0,5831	5,9844	0,3498	21,2589
A57-A56	0,0859	0,0012	0,4278	0,45	0,0984	0,6185	0,8736	1,1328	0,7331	0,7007	0,3299	17,8371
A56-A43	1,1626	0,0891	0,5058	0,6	1,8329	6,4826	0,6343	1,0374	0,5687	6,7253	0,3412	21,4572
A43-A47	2,8039	0,0400	0,8177	0,9	3,6208	5,6915	0,7744	1,0966	0,6562	6,2414	0,5906	30,9743
A46-A47	0,4481	0,0687	0,3715	0,4	0,5457	4,3426	0,8210	1,1155	0,6906	4,8443	0,2762	4,5479
A50-A47	0,1751	0,0731	0,2581	0,3	0,2615	3,6993	0,6695	1,0516	0,5888	3,8900	0,1766	2,3901
A47-A49	3,0038	0,0196	0,9592	1,0	3,3568	4,2740	0,8948	1,1379	0,7514	4,8633	0,7514	31,1662
A48-A49	0,3963	0,0502	0,3763	0,4	0,4665	3,7125	0,8495	1,1256	0,7131	4,1789	0,2852	5,0332
A49-AF	3,1470	0,1100	0,7064	0,8	4,3859	8,7255	0,7175	1,0720	0,6181	9,3534	0,4945	31,2268

Les résultats de l'autocurage des tronçons du réseau **Aa** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Résultats de l'autocurage des tronçons du réseau Aa.

Tronçons	$v(Qps/10)$	$v(Qps/100)$	Autocurage
A1-A2	2,2686	1,1923	Vérifié
A3-A4	2,2324	1,1733	Vérifié
A7-A4	0,5164	0,2714	Non vérifié
A4-A6	0,7023	0,3691	Vérifié
A5-A6	2,1361	1,1227	Vérifié
A6-A9	2,5101	1,3193	Vérifié
A8-A9	0,7314	0,3844	Vérifié
A9-A10	2,2452	1,1801	Vérifié
A11-A10	1,2148	0,6385	Vérifié
A10-A2	2,1332	1,1212	Vérifié
A15-A16	1,7323	0,9105	Vérifié
A17-A16	1,7862	0,9388	Vérifié
AA-A18	1,9303	1,0145	Vérifié
A16-A18	1,3359	0,7021	Vérifié
A18-A19	2,3577	1,2392	Vérifié
A12-A13	1,6836	0,8849	Vérifié
A14-A13	1,7351	0,9119	Vérifié
A13-A19	1,7213	0,9047	Vérifié
A19-A20	2,7681	1,4549	Vérifié
A21-A20	1,0606	0,5574	Vérifié
A20-A22	1,0260	0,5392	Vérifié
A23-A24	1,5426	0,8108	Vérifié
A26-A24	1,7508	0,9202	Vérifié
A24-A25	1,1562	0,6077	Vérifié
A2-A25	2,8114	1,4776	Vérifié
A25-A22	2,7592	1,4502	Vérifié
A27-A22	1,6126	0,8476	Vérifié
A28-A22	1,4832	0,7796	Vérifié
A22-A30	4,1087	2,1595	Vérifié
A29-A30	1,8241	0,9587	Vérifié
A30-A34	3,9734	2,0884	Vérifié
A31-A33	1,0394	0,5463	Vérifié
A32-A33	0,8298	0,4361	Vérifié
A33-A34	2,1904	1,1512	Vérifié
A35-A34	1,6919	0,8893	Vérifié
A34-A45	3,4801	1,8291	Vérifié
A44-A45	1,3621	0,7159	Vérifié
A45-A43	3,6997	1,9445	Vérifié
A36-A38	1,6089	0,8456	Vérifié
A37-A38	1,6616	0,8733	Vérifié
A38-A40	1,8401	0,9671	Vérifié
A39-A40	1,9836	1,0426	Vérifié

A40-A42	2,4470	1,2861	Vérifié
A41-A42	2,1945	1,1534	Vérifié
A42-A43	2,8235	1,4840	Vérifié
A51-A52	2,5192	1,3241	Vérifié
A53-A52	1,3710	0,7206	Vérifié
A52-A54	2,4989	1,3134	Vérifié
A55-A54	1,9930	1,0475	Vérifié
A54-A56	3,6464	1,9165	Vérifié
A57-A56	0,4270	0,2244	Non vérifié
A56-A43	4,0978	2,1538	Vérifié
A43-A47	3,8030	1,9988	Vérifié
A46-A47	2,9517	1,5514	Vérifié
A50-A47	2,3702	1,2458	Vérifié
A47-A49	2,9633	1,5575	Vérifié
A48-A49	2,5463	1,3383	Vérifié
A49-AF	5,6992	2,9954	Vérifié

IV.4.1.3. Dimensionnement du réseau Ab :

Le bassin **Ab** a été découpé en 9 sous bassins représentés dans (annexe 4).

La population actuelle de la zone **Ab** est de 220 habitants.

Le nombre d'années séparant les deux horizons est 25 ans.

Il n'y a pas d'équipements public raccordés a ce réseau.

Les données concernant le calcul du débit d'eaux pluviales de la zone **Ab** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Données nécessaire pour le calcul des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau **Ab**.

Tronçons	Côte amont (m)	Côte aval (m)	Long de tc (m)	Surface (ha)	Long de tronçon (m)	Coefficient de ruissellement
A58-A59	100,82	96,76	170	0,6	160	0,7
A60-A59	98,74	96,76	150	0,492	144	0,7
A59-A65	96,76	92,7	52	0,124	44	0,7
A64-A65	94,4	92,7	150	0,5	66	0,7
A61-A63	95,09	92,75	142	0,332	140	0,7
A62-A63	94,38	92,75	134	0,328	74	0,7
A63-A65	92,75	92,7	90	0,212	90	0,7
A65-A67	92,7	85,2	160	0,568	60	0,7

A66-A67	89,89	85,2	156	0,492	52	0,7
----------------	-------	------	-----	-------	----	-----

Les résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau **Ab** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau **Ab**.

Tronçons	I (m/m)	tc (min) de chaque Sous bassin	tc (min) de calcul	i (mm/min)	Qp Pluvial (m ³ /s)
A58-A59	0,0239	4,2847	4,2847	1,9324	0,1355
A60-A59	0,0132	4,8888	4,8888	1,8091	0,1040
A59-A65	0,0781	1,0908	6,1989	1,6066	0,2284
A64-A65	0,0113	5,1844	5,1844	1,7568	0,1027
A61-A63	0,0165	4,3031	4,3031	1,9283	0,0748
A62-A63	0,0122	4,6254	4,6254	1,8599	0,0713
A63-A65	0,0006	11,1707	11,1707	1,1968	0,1220
A65-A67	0,0469	3,1542	13,700	1,0807	0,3987
A66-A67	0,0301	3,6702	3,6702	2,0879	0,1201

Les résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau **Ab** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau **Ab**.

Nombre d'habitants en 2040 (hab)	Débit domestique (l/s)		Débit Parasite (l/s)		Débit d'équipement (l/s)		Débit total du réseau (l/s)	
261,9144	0,3638		0,5472		0		0,9110	
Tronçons	Q_{uni} (l/s/m)	$Q_{m_{entrant}}$ (l/s)	$Q_{m_{sortant}}$ (l/s)	$Kp_{entrant}$	$Kp_{sortant}$	$Qp_{entrant}$ (l/s)	$Qp_{sortant}$ (l/s)	Qpu_{tron} (m ³ /s)
A58-A59	0,0011	0	0,1756	-	4	0	0,7024	0,0004
A60-A59	0,0011	0	0,1580	-	4	0	0,6322	0,0003
A59-A65	0,0011	0,3337	0,3819	4	4	1,3346	1,5278	0,0014
A64-A65	0,0011	0	0,0724	-	4	0	0,2898	0,0001
A61-A63	0,0011	0	0,1537	-	4	0	0,6146	0,0003
A62-A63	0,0011	0	0,0812	-	4	0	0,3249	0,0002
A63-A65	0,0011	0,2349	0,3337	4	4	0,9395	1,3346	0,0011
A65-A67	0,0011	0,7880	0,8539	4	4	3,1522	3,4156	0,0033
A66-A67	0,0011	0	0,0571	-	4	0	0,2283	0,0001

Les résultats de dimensionnement des tronçons du réseau **Ab** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Résultats de dimensionnement des tronçons du réseau **Ab.**

Tronçons	Qp_{total} (m ³ /s)	Ic (m/m)	$Dcal$ (m)	$Dnor$ (m)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	rq	rv	rh	v (m/s)	h (m)	$tcav$ (min)
A58-A59	0,1359	0,0254	0,2862	0,3	0,1540	2,1793	0,8821	1,1350	0,7404	2,4736	0,2221	5,3627
A60-A59	0,1044	0,0137	0,2908	0,3	0,1134	1,6042	0,9204	1,1419	0,7744	1,8319	0,2323	6,1989
A59-A65	0,2298	0,0923	0,2736	0,3	0,2938	4,1564	0,7822	1,0999	0,6618	4,5717	0,1985	6,3593
A64-A65	0,1028	0,0258	0,2571	0,3	0,1552	2,1957	0,6625	1,0487	0,5848	2,3026	0,1754	5,6621
A61-A63	0,0751	0,0167	0,2479	0,3	0,1250	1,7687	0,6010	1,0249	0,5506	1,8128	0,1652	5,5902
A62-A63	0,0715	0,0220	0,2310	0,3	0,1435	2,0305	0,4980	0,9904	0,4974	2,0110	0,1492	5,2387
A63-A65	0,1231	0,0006	0,5566	0,6	0,1504	0,5320	0,8184	1,1145	0,6886	0,5929	0,4131	13,700
A65-A67	0,4020	0,1250	0,3188	0,35	0,5157	5,3605	0,7795	1,0988	0,6598	5,8900	0,2309	13,8698
A66-A67	0,1202	0,0902	0,2155	0,3	0,2904	4,1087	0,4139	0,9619	0,4538	3,9521	0,1362	3,8895

Les résultats de l'autocurage des tronçons du réseau **Ab** sont représenté dans le réseau suivant :

Tableau IV.14 : Résultats de l'autocurage des tronçons du réseau **Ab.**

Tronçons	$v(Qps/10)$	$v(Qps/100)$	Autocurage
A58-A59	1,5072	0,7922	Vérifié
A60-A59	1,1162	0,5867	Vérifié
A59-A65	2,7856	1,4641	Vérifié
A64-A65	1,4030	0,7374	Vérifié
A61-A63	1,1046	0,5806	Vérifié
A62-A63	1,2253	0,6440	Vérifié
A63-A65	0,3613	0,1899	Non vérifié
A65-A67	3,5889	1,8863	Vérifié
A66-A67	2,4081	1,2657	Vérifié

IV.4.1.4. Dimensionnement du réseau **Ac** :

Le bassin **Ac** a été découpé en 5 sous bassins représentés dans (annexe 4).

La population actuelle de la zone **Ac** est de 140 habitants.

Le nombre d'années séparant les deux horizons est 25 ans.

Il n'y a pas d'équipements public raccordés a ce réseau.

Les données concernant le calcul du débit d'eaux pluviales de la zone **Ac** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Données de calcul du débit d'eaux pluviales des tronçons de la zone **Ac**

Tronçons	Côte amont (m)	Côte aval (m)	Long de tc (m)	Surface (ha)	Long de tronçon (m)	Coefficient de ruissellement
A70-A71	101,01	100,44	46	0,1	40	0,6
A72-A71	105,35	100,44	830	3,36	150	0,3
A71-A73	100,44	99,33	52	0,108	50	0,6
A74-A73	102,46	99,33	800	3,2	140	0,3
A73-A75	99,33	92,35	860	4,96	136	0,3

Les résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau **Ac** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Résultats de calcul des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau **Ac**.

Tronçons	I (m/m)	tc (min) de chaque Sous bassin	tc (min) de calcul	i (mm/min)	Qp Pluvial (m^3/s)
A70-A71	0,0124	2,0161	2,0161	2,8171	0,0282
A72-A71	0,0059	24,8601	24,8601	0,8022	0,1350
A71-A73	0,0213	1,7971	25,7797	0,7878	0,1490
A74-A73	0,0039	28,3347	28,3347	0,7515	0,1205
A73-A75	0,0081	22,6202	29,3508	0,7383	0,4493

Les résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau **Ac** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau **Ac**.

Nombre d'habitants en 2040 (hab)	Débit domestique (l/s)		Débit Parasite (l/s)		Débit d'équipement (l/s)		Débit total du réseau (l/s)	
166,6728	0,2315		1,7592		0		1,9907	
Tronçons	Q_{uni} (l/s/m)	$Q_{m_{entrant}}$ (l/s)	$Q_{m_{sortant}}$ (l/s)	$Kp_{entrant}$	$Kp_{sortant}$	$Qp_{entrant}$ (l/s)	$Qp_{sortant}$ (l/s)	Qpu_{tron} (m ³ /s)
A70-A71	0.0039	0	0,1543	-	4	0	0,6173	0,0003
A72-A71	0.0039	0	0,5787	-	4	0	2,3148	0,0012
A71-A73	0.0039	0,7330	0,9259	4	4	2,9320	3,7036	0,0033
A74-A73	0.0039	0	0,5401	-	4	0	2,1604	0,0011
A73-A75	0.0039	1,4660	1,9907	3,5648	3,2719	5,2260	6,5133	0,0059

Les résultats de dimensionnement des tronçons du réseau **Ac** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Résultats de dimensionnement des tronçons du réseau **Ac**.

Tronçons	Qp_{total} (m ³ /s)	Ic (m/m)	$Dcal$ (m)	$Dnor$ (m)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	rq	rv	rh	v (m/s)	h (m)	$tcav$ (min)
A70-A71	0,0285	0,0143	0,1776	0,3	0,1154	1,6331	0,2472	0,8568	0,3475	1,3992	0,1043	2,4925
A72-A71	0,1362	0,0327	0,2731	0,3	0,1750	2,4752	0,7785	1,0983	0,6591	2,7186	0,1977	25,7797
A71-A73	0,1523	0,0222	0,3063	0,35	0,2173	2,2590	0,7007	1,0647	0,6076	2,4048	0,2127	26,1262
A74-A73	0,1216	0,0224	0,2811	0,3	0,1446	2,0456	0,8406	1,1227	0,7060	2,2965	0,2118	29,3508
A73-A75	0,4552	0,0513	0,3947	0,4	0,4717	3,7538	0,9650	1,1420	0,8172	4,2869	0,3269	29,8795

Les résultats de l'autocurage des tronçons du réseau **Ac** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Résultats de l'autocurage des tronçons du réseau **Ac**.

Tronçons	$v(Qps/10)$	$v(Qps/100)$	Autocurage
A70-A71	0,8526	0,4481	Vérifié
A72-A71	1,6565	0,8706	Vérifié
A71-A73	1,4653	0,7701	Vérifié
A74-A73	1,3993	0,7355	Vérifié
A73-A75	2,6121	1,3729	Vérifié

IV.4.1.5. Dimensionnement du réseau Ad :

Le bassin **Ad** a été découpé en 3 sous bassins représentés dans (annexe 4)

La population actuelle de la zone **Ad** est de 51 habitants.

Le nombre d'années séparant les deux horizons est 25 ans.

Il n'y a pas d'équipements public raccordés a ce réseau.

Les données concernant le calcul du débit d'eaux pluviales de la zone **Ad** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 : Données de calcul du débit d'eaux pluviales des tronçons de la zone **Ad**.

Tronçons	Côte amont (m)	Côte aval (m)	Long de tc (m)	Surface (ha)	Long de tronçon (m)	Coefficient de ruissellement
A76-A78	100,38	97,08	720	2,13	72	0,3
A77-A78	97,21	97,08	54	0,18	46	0,6
A78-A79	97,08	94,64	710	2,1	40	0,3

Les résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau **Ad** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Résultats des débits d'eaux pluviales des tronçons du réseau **Ad**.

Tronçons	I (m/m)	tc (min) de chaque Sous bassin	tc (min) de calcul	i (mm/min)	Qp Pluvial (m^3/s)
A76-A78	0,0046	24,5825	24,5825	0,8068	0,0861
A77-A78	0,0024	4,2863	4,2863	1,9321	0,0348
A78-A79	0,0034	27,1702	27,1702	0,7674	0,1765

Les résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau **Ad** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.22 : Résultats des débits d'eaux usées des tronçons du réseau **Ad**.

Nombre d'habitants en 2040 (hab)	Débit domestique (l/s)			Débit Parasite (l/s)		Débit d'équipement (l/s)		Débit total du réseau (l/s)
60,7165	0,0843			0,6615		0		0,7458
Tronçons	Q_{uni} (l/s/m)	$Q_{m_{entrant}}$ (l/s)	$Q_{m_{sortant}}$ (l/s)	$K_{p_{entrant}}$	$K_{p_{sortant}}$	$Q_{p_{entrant}}$ (l/s)	$Q_{p_{sortant}}$ (l/s)	$Q_{pu_{tron}}$ (m ³ /s)
A76-A78	0,0047	0	0,3399	-	4	0	1,3595	$0,6797 \cdot 10^{-3}$
A77-A78	0,0047	0	0,2171	-	4	0	0,8686	$0,4343 \cdot 10^{-3}$
A78-A79	0,0047	0,5570	0,7458	4	4	2,2280	2,9833	0,0026

Les résultats de dimensionnement des tronçons du réseau **Ad** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.23 : Résultats de dimensionnement des tronçons du réseau **Ad**.

Tronçons	$Q_{p_{total}}$ (m ³ /s)	I_c (m/m)	D_{cal} (m)	D_{nor} (m)	Q_{ps} (m ³ /s)	V_{ps} (m/s)	r_q	r_v	r_h	v (m/s)	h (m)	t_{cav} (min)
A76-A78	0,0868	0,0458	0,2165	0,3	0,2070	2,9289	0,4191	0,9639	0,4567	2,8231	0,1370	25,0076
A77-A78	0,0353	0,0028	0,2605	0,3	0,0514	0,7273	0,6863	1,0586	0,5988	0,7699	0,1796	5,2821
A78-A79	0,1791	0,0610	0,2693	0,3	0,2388	3,3783	0,7499	1,0860	0,6393	3,6690	0,1918	27,3517

Les résultats de l'autocurage des tronçons du réseau **Ad** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.24 : Résultats de l'autocurage des tronçons du réseau **Ad**.

Tronçons	$v(Q_{ps}/10)$	$v(Q_{ps}/100)$	Autocurage
A76-A78	1,7202	0,9041	Vérifié
A77-A78	0,4691	0,2466	Non vérifié
A78-A79	2,2356	1,1750	Vérifié

IV.4.1.6. Dimensionnement du réseau Ae :

Le bassin **Ae** contient un seul tronçon représenté dans (annexe 4).

La population actuelle de la zone **Ae** est de 40 habitants.

Le nombre d'années séparant les deux horizons est 25 ans.

Il n'y a pas d'équipements public raccordés a ce réseau.

Les données concernant le calcul du débit d'eaux pluviales de la zone **Ae** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.25 : Données de calcul du débit d'eaux pluviales de la zone **Ae**.

Tronçons	Côte amont (m)	Côte aval (m)	Long de tc (m)	Surface (ha)	Long de tronçon (m)	Coefficient de ruissellement
A68-A69	96,77	89,19	136	0,648	128	0,6

Les résultats des débits d'eaux pluviales de ce tronçon du réseau **Ae** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.26 : Résultats du débit d'eaux pluviales de tronçon du réseau **Ae**.

Tronçons	I (m/m)	tc (min) de chaque Sous bassin	tc (min) de calcul	i (mm/min)	Qp Pluvial (m^3/s)
A68-A69	0,0557	2,6038	2,6038	2,4789	0,1610

Les résultats du débit d'eaux usées de ce tronçon du réseau **Ae** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.27 : Résultats des débits d'eaux usées de tronçon du réseau **Ae**.

Nombre d'habitants en 2040 (hab)	Débit domestique (l/s)			Débit Parasite (l/s)		Débit d'équipement (l/s)		Débit total du réseau (l/s)
47,6208	0,0661			0,0972		0		0,1633
Tronçons	Q_{uni} (l/s/m)	$Q_{m_{entrant}}$ (l/s)	$Q_{m_{sortant}}$ (l/s)	$Kp_{entrant}$	$Kp_{sortant}$	$Qp_{entrant}$ (l/s)	$Qp_{sortant}$ (l/s)	Qpu_{tron} (m^3/s)
A68-A69	0,0013	0	0,1633	-	4	0	0,6534	$3.2668.10^{-4}$

Les résultats de dimensionnement de ce tronçon du réseau **Ae** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.28 : Résultats de dimensionnement de tronçon du réseau **Ae**.

Tronçons	Qp_{total} (m ³ /s)	Ic (m/m)	$Dcal$ (m)	$Dnor$ (m)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	rq	rv	rh	v (m/s)	h (m)	$tcav$ (min)
A68-A69	0,1613	0,0592	0,2604	0,3	0,2353	3,3293	0,6853	1,0582	0,5982	3,5229	0,1795	3,2093

Les résultats de l'autocurage du tronçon du réseau **Ae** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.29 : Résultats de l'autocurage de tronçons du réseau **Ae**.

Tronçons	$v(Qps/10)$	$v(Qps/100)$	Autocurage
A68-A69	2,1466	1,1282	Vérifié

Remarque 1 :

Puisque le réseau d'assainissement contient plusieurs tronçons (conduites), donc j'ai utilisé un tableau pour introduire les données de chaque tronçon, ce tableau doit être enregistré sous logiciel Matlab, pour cela j'ai introduit les données dans un tableau Excel car le fichier Excel peut être lu par Matlab.

Remarque 2 :

Le réseau **Ae** peut être dimensionné par le script principal ou par le script d'un seul tronçon.

IV.5. Conclusion :

Après avoir déterminé les paramètres hydrauliques des collecteurs, on constate que les vitesses permettent l'autocurage admissible presque pour tous les collecteurs sauf quelques uns. Alors pour ces collecteurs non auto-curant il faut changer leurs pentes pour qu'ils permettent l'autocurage. On constate ainsi qu'il y a une minorité de collecteurs qu'il faut modifier leurs pentes à cause des vitesses d'écoulement dépassant 4 m/s qui favorisent l'érosion des conduites.

Chapitre V : Interprétations et discussions

V.1. Introduction :

Le choix de la zone **A** comme zone d'étude est fait pour deux principales raisons :

- Pour voir la fiabilité du programme en redimensionnant les petits réseaux **Ab**, **Ac**, **Ad** et **Ae** car ces réseaux n'ont subi aucune réhabilitation.
- la deuxième raison, c'est pour faire une étude sur le réseau principal **Aa**, qui a été réhabilité dernièrement (en 2012).

V.2. Comparaison entre les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants :

La comparaison entre les diamètres nous donne une bonne appréciation sur la fiabilité du programme et sur le choix de réhabilitation.

V.2.1. Cas du réseau Aa :

Les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Aa** sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Diamètres calculés et diamètres existants du réseau Aa.

Tronçons	Diamètres calculés (m)	Diamètres existants (m)
A1-A2	0,45	0,4
A3-A4	0,3	0,3
A7-A4	0,45	0,3
A4-A6	0,6	0,3
A5-A6	0,35	0,3
A6-A9	0,4	0,3
A8-A9	0,3	0,3
A9-A10	0,45	0,4
A11-A10	0,35	0,3
A10-A2	0,5	0,4
A15-A16	0,3	0,3

A17-A16	0,3	0,3
AA-A18	0,3	0,3
A16-A18	0,35	0,3
A18-A19	0,35	0,3
A12-A13	0,3	0,3
A14-A13	0,3	0,3
A13-A19	0,35	0,3
A19-A20	0,4	0,4
A21-A20	0,3	0,3
A20-A22	0,7	0,4
A23-A24	0,3	0,3
A26-A24	0,35	0,3
A24-A25	0,45	0,3
A2-A25	0,5	0,4
A25-A22	0,6	0,5
A27-A22	0,3	0,3
A28-A22	0,6	0,6
A22-A30	0,6	0,6
A29-A30	0,3	0,3
A30-A34	0,6	0,6
A31-A33	0,35	0,3
A32-A33	0,3	0,3
A33-A34	0,3	0,3
A35-A34	0,3	0,3
A34-A45	0,7	0,6
A44-A45	0,3	0,3
A45-A43	0,7	0,6
A36-A38	0,3	0,3
A37-A38	0,3	0,3
A38-A40	0,3	0,3
A39-A40	0,3	0,3

A40-A42	0,35	0,35
A41-A42	0,3	0,3
A42-A43	0,35	0,35
A51-A52	0,45	0,35
A53-A52	0,3	0,3
A52-A54	0,6	0,35
A55-A54	0,3	0,3
A54-A56	0,6	0,4
A57-A56	0,45	0,4
A56-A43	0,6	0,4
A43-A47	0,9	0,6
A46-A47	0,4	0,3
A50-A47	0,3	0,3
A47-A49	1,0	0,6
A48-A49	0,4	0,3
A49-AF	0,8	0,6

La figure suivante représente une comparaison entre les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Aa** :

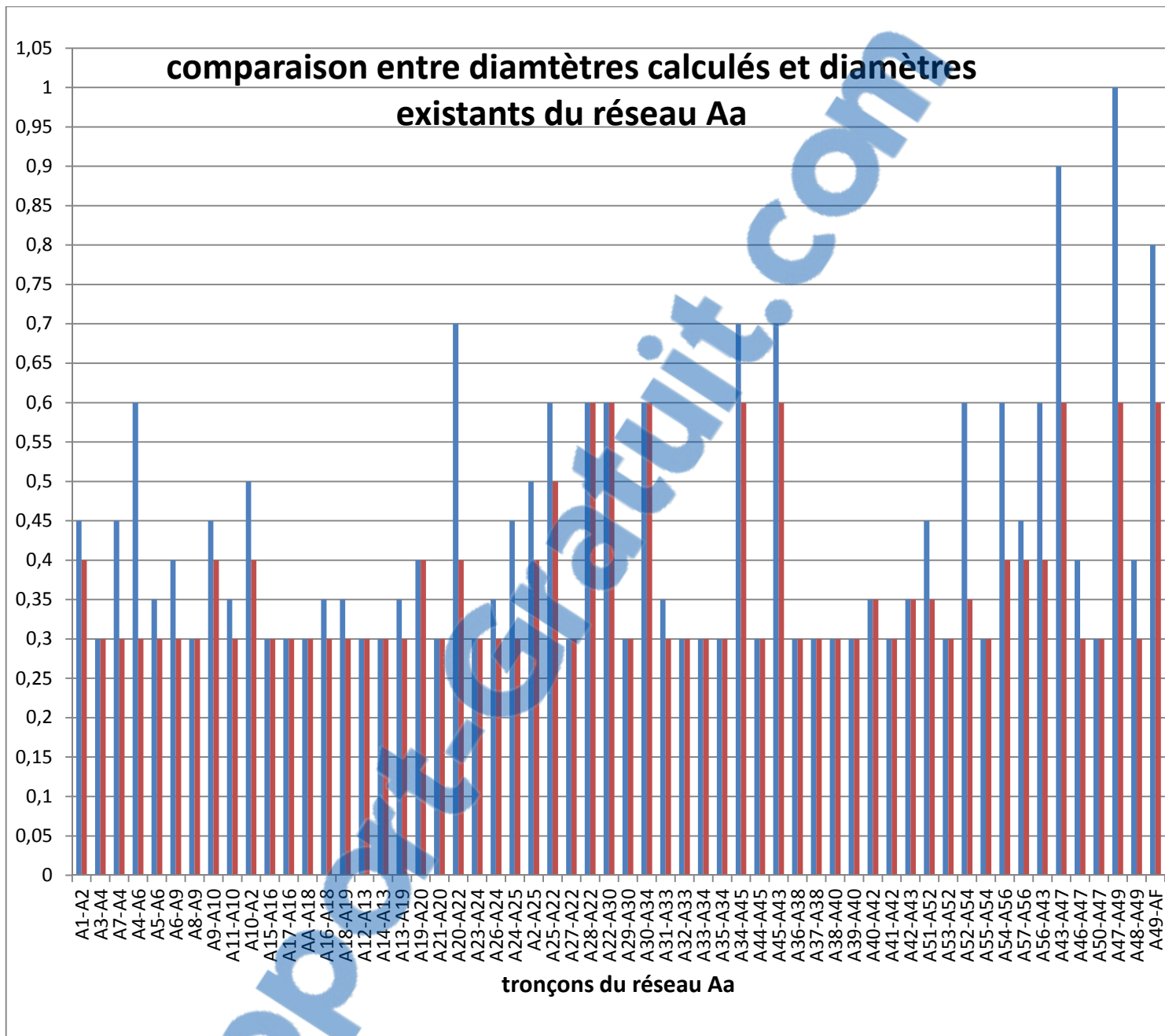


Figure V.1 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau Aa.

V.2.2. Cas du réseau Ab :

Les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Ab** sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ab.**

Tronçons	Diamètres calculés (m)	Diamètres existants (m)
A58-A59	0,3	0,3
A60-A59	0,3	0,3
A59-A65	0,3	0,3
A64-A65	0,3	0,3
A61-A63	0,3	0,3
A62-A63	0,3	0,3
A63-A65	0,6	0,3
A65-A67	0,35	0,35
A66-A67	0,3	0,3

La figure suivante représente une comparaison entre les diamètres calculés par le script et les diamètres existants sur terrain du réseau **Ab** :

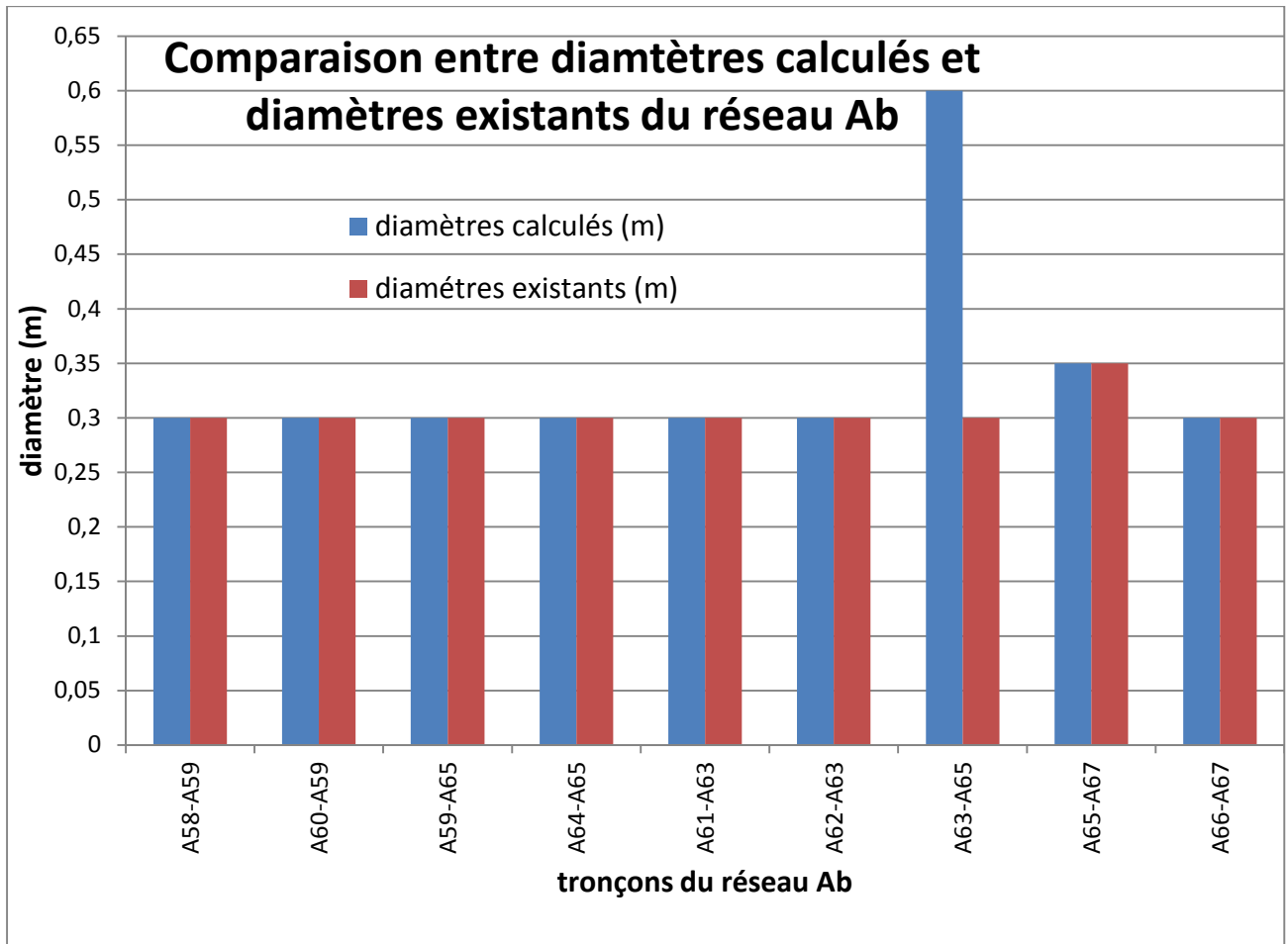


Figure V.2 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ab**.

V.2.3. Cas du réseau Ac :

Les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Ac** sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ac**.

Tronçons	Diamètres calculés (m)	Diamètres existants (m)
A70-A71	0,3	0,3
A72-A71	0,3	0,3
A71-A73	0,35	0,35
A74-A73	0,3	0,3
A73-A75	0,4	0,4

La figure suivante représente une comparaison entre les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Ac**.

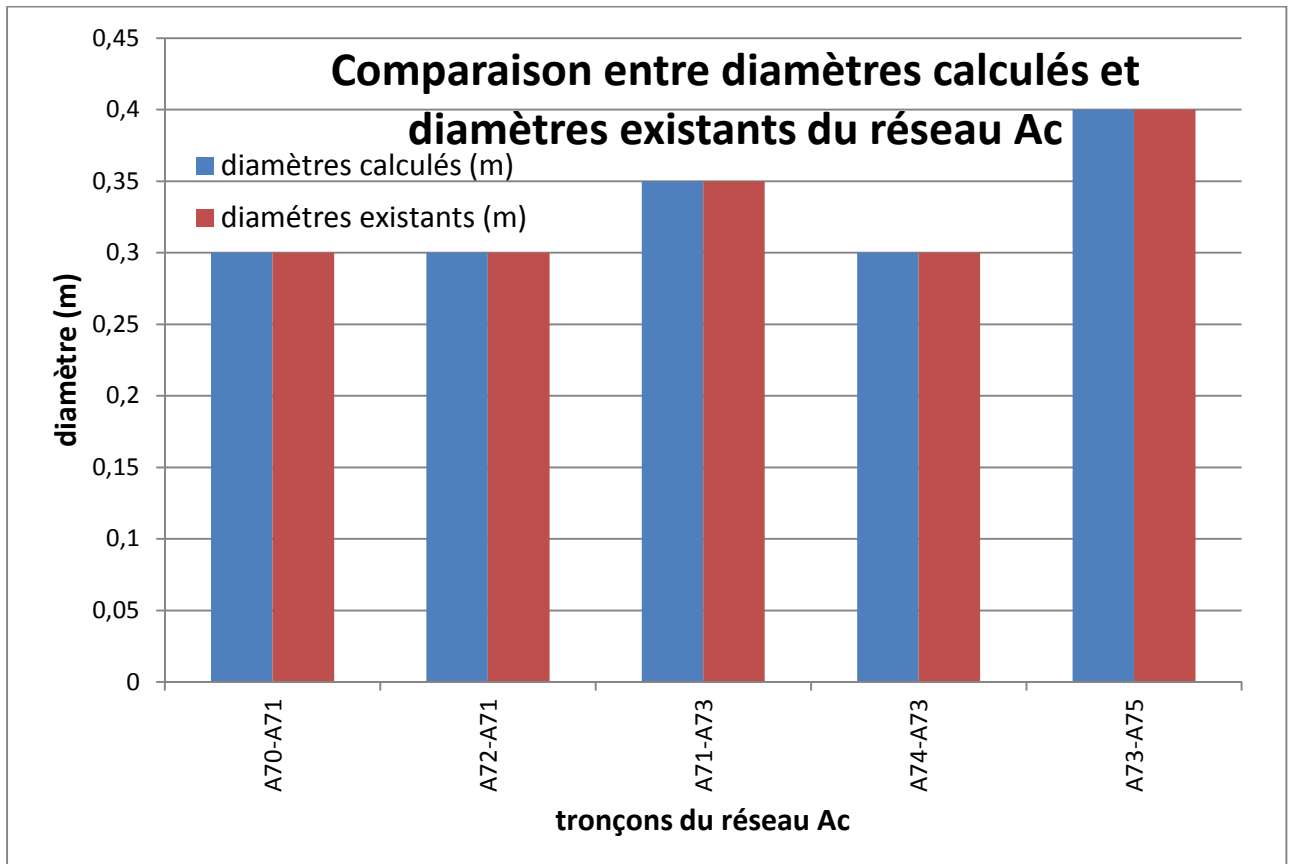


Figure V.3 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ac**.

V.2.4. Cas du réseau **Ad** :

Les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Ad** sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ad**.

Tronçons	Diamètres calculés (m)	Diamètres existants (m)
A76-A78	0,3	0,3
A77-A78	0,3	0,3
A78-A79	0,3	0,3

La figure suivante représente une comparaison entre les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Ad**.

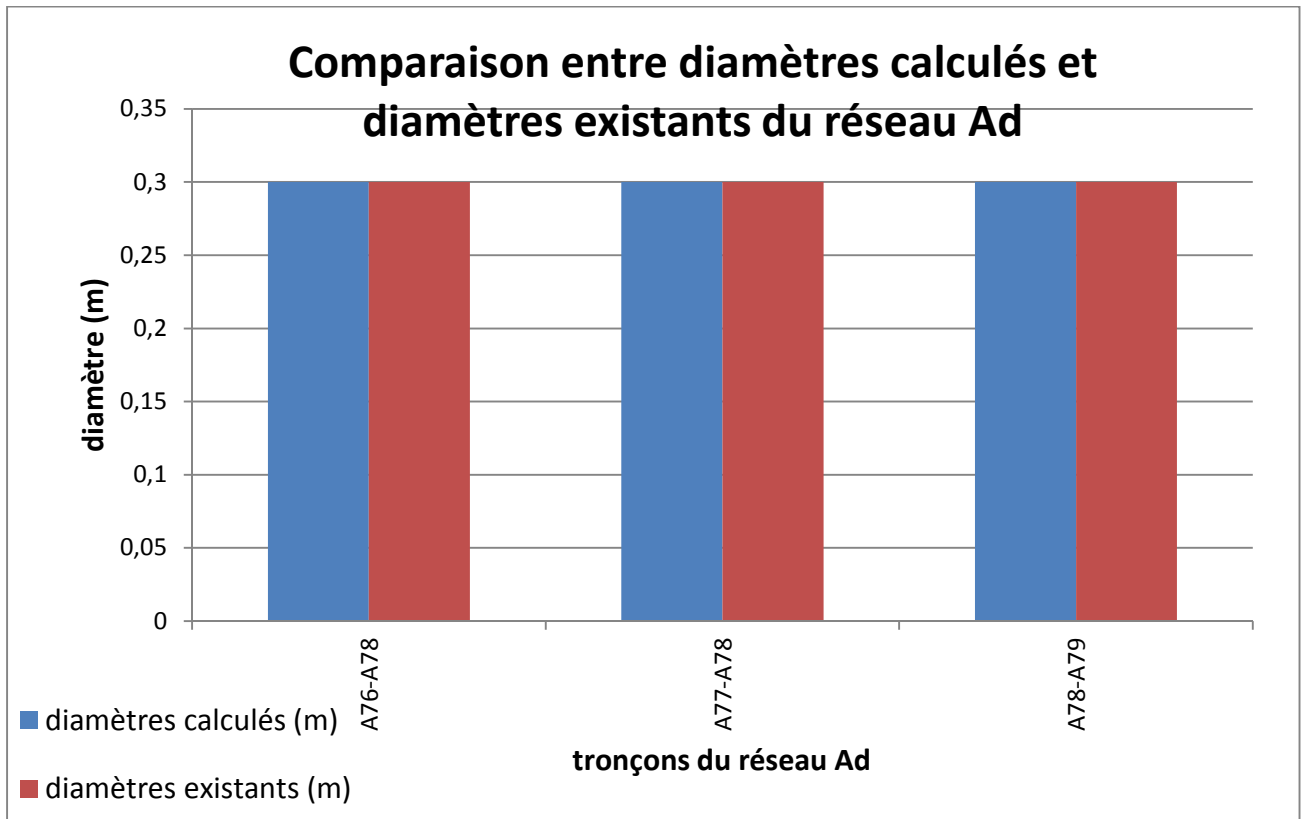


Figure V.4 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ad**.

V.2.5. Cas du réseau Ae :

Les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Ae** sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ae**.

Tronçons	Diamètres calculés (m)	Diamètres existants (m)
A68-A69	0,3	0,3

La figure suivante représente une comparaison entre les diamètres calculés par le programme et les diamètres existants sur terrain du réseau **Ae**.

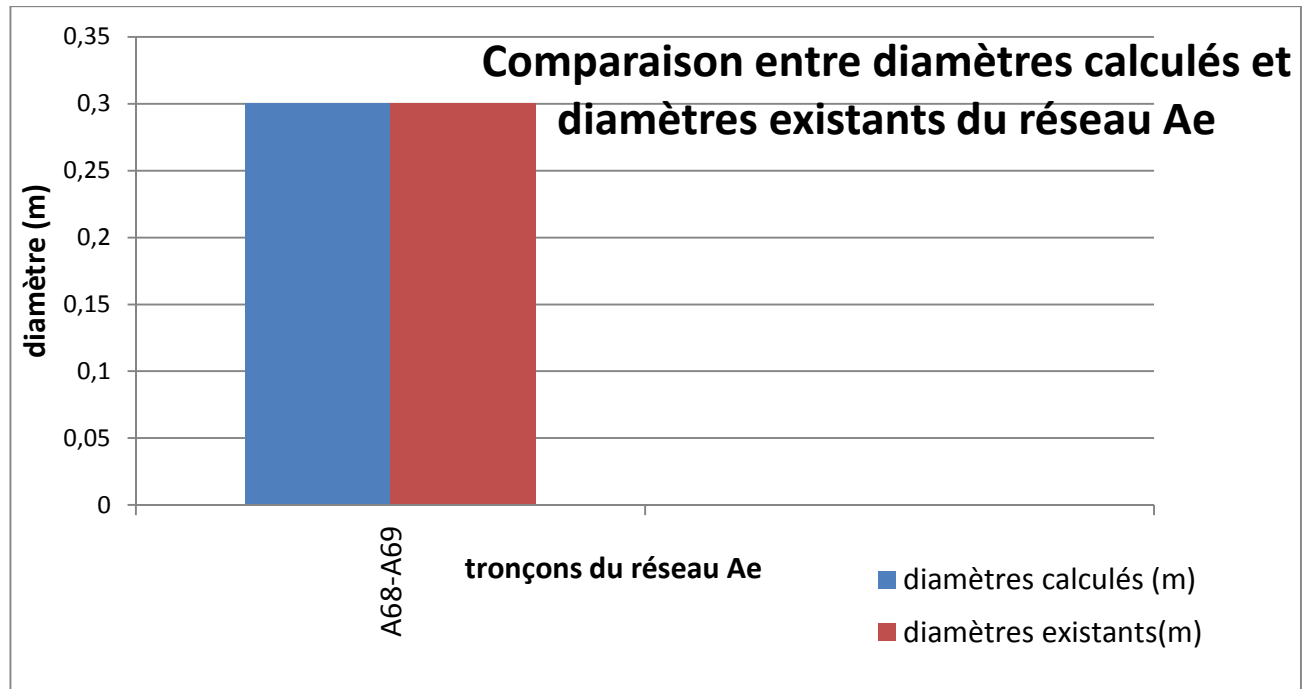


Figure V.5 : Comparaison entre diamètres calculés et diamètres existants du réseau **Ae**.

V.2. Interprétation :

D'après les graphes de comparaison des diamètres pour les réseaux **Ab** (figure V.2), **Ac** (figure V.3), **Ad** (figure V.4) et **Ae** (figure V.5), on constate que tous les diamètres calculés sous Matlab ont égales aux diamètres existants sur terrain, ce qui montre la fiabilité du programme, sauf pour le tronçon (**A63-A65**) (voir figure V.2) du réseau **Ab** qui a subi une modification de sa pente d'après le service technique de l'APC de Souahlia pour le réaliser en diamètre 0,3 mètre au lieu de 0,6 mètre pour des raisons techniques du site.

Concernant le réseau principal **Aa**, on constate que 50% des diamètres calculés sont plus grand que les diamètres existants (29 sur 58 canalisations), c'est-à-dire que le réseau ne peut pas évacuer le débit de l'assainissement, pour cette raison il a subi une réhabilitation en 2012. Donc cette réhabilitation consiste à construire un canal rectangulaire en béton armé dans le point le plus défavorable (**A22**) jusqu'à l'arrivée à l'oued pour évacuer les eaux de ruissellement. Ce canal est de dimension de (1 mètre de largeur et 0,7 mètre de hauteur). La trajectoire de ce canal est représentée dans (annexe 5).

V.2.1. Redimensionnement du canal :

Puisque le canal construit récemment est destiné à évacuer juste le débit d'eaux pluviales, donc le calcul de ce débit sera fait par la méthode rationnelle.

$$Qp = 0,167.C.i.A$$

D'où

C : Coefficient de ruissellement de tout le bassin versant de la zone **Aa**, il est estimé à 0,68.

A : La surface du bassin versant **Aa**, elle est égale à 42,0322 hectares.

i : Intensité moyenne de précipitation, elle égale à $4tc^{-0,5}$

$$tc = 0.0195 * L^{0,77} . I^{-0,385}$$

L : Longueur maximale parcourue par l'eau sur la surface, elle est égale à 1300 mètre.

$$I = (cam - cav)/L$$

cam : Cote amont du bassin versant(m), elle est égale à 141,02 mètre.

cav : Cote aval du bassin versant(m), elle est égale à 80,99 mètre.

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau, elle est égale à 0,046 m/m.

$$Qp = 0,167.0,68.4.15,94^{-0,5}.42,0322$$

Donc le débit de pointe d'eaux pluviales est égale à 4,782 m³/s.

Puisque c'est un canal rectangulaire, nous calculons les deux dimensions du canal à savoir la largeur et la hauteur. La figure suivante représente une schématisation du canal rectangulaire.

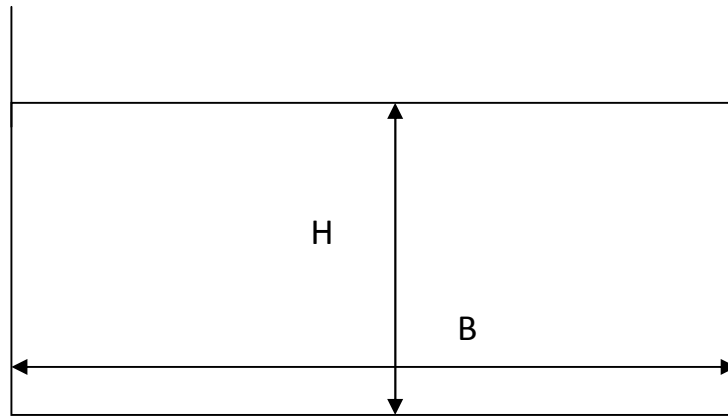


Figure V.6 : Schématisation du canal rectangulaire.

$$S = B.H$$

$$P = B + 2.H$$

Avec :

S : La section mouillée du canal en mètre carré.

B : La largeur du canal en mètre.

H : La hauteur de l'eau en mètre.

P : Le périmètre mouillé du canal en mètre.

Ce qui donne pour le périmètre mouillé :

$$P = \frac{S}{H} + 2H$$

La section la plus avantageuse ou la plus économique est la section qui véhicule le maximum de débit avec des dimensions minimales.

Pour une section d'écoulement donnée, le périmètre mouillé est minimal (section la

Plus avantageuse) si : $\frac{dP}{dH} = 0 \implies \frac{dP}{dH} = 2 - \frac{S}{H^2} = 0$

Autrement dit : $S = 2.H^2$

Le périmètre mouillé est minimal pour : $B = 2.H$ [42].

Les éléments géométriques de ce profil sont donnés par le rayon hydraulique :

$$Rh = \frac{S}{P} = \frac{B.H}{B + 2.H} = \frac{2.H^2}{4.H} = \frac{H}{2}$$

Le rayon hydraulique correspondant au débit maximal vaut $(H/2)$.

La formule de Chezy qui nous donne la vitesse moyenne est : $V = Cc \cdot \sqrt{Rh \cdot Ic}$

Avec :

Ic : La pente moyenne du canal en (m/m)

$$Ic = (camc - cavc)/long$$

camc : La cote amont du canal (elle est égale à la cote du point **A22**) qui vaut 106,82 mètre

cavc : La cote aval du canal (elle est égale à la cote du point **AF**) qui vaut 80,99 mètre

long : La longueur du canal, elle est égale à 468 mètre.

Donc : $Ic = 0,055$

Cc : Coefficient dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

Autrement dit : $V = Cc \cdot \sqrt{\left(\frac{H}{2}\right) \cdot Ic}$

- Pour l'évaluation de **Cc**, on utilise la formule de Manning strickler :

$$Cc = Ks \cdot Rh^{1/6}$$

Ks : Coefficient de Manning Strickler qui correspond à un coefficient de rugosité pour les écoulements à surface libre.

Donc : $V = Ks \cdot (H/2)^{1/6} \cdot \sqrt{\left(\frac{H}{2}\right) \cdot Ic} \dots\dots\dots \boxed{1}$

Avec H déduite du débit,

$$Qp = S.V = 2.H^2.V$$

C'est-à-dire : $H = \sqrt{\frac{Qp}{2.V}} \dots\dots\dots \boxed{2}$

On remplace $\boxed{1}$ dans $\boxed{2}$, on obtient : $H = \sqrt{\frac{Qp}{2.Ks.(H/2)^{\left(\frac{1}{6}\right)}.\sqrt{\left(\frac{H}{2}\right).Ic}}}$

Après développement, on obtient :

$$H = \left(\frac{2^{\left(\frac{4}{3}\right)} . Qp^2}{4 . Ic . Ks^2} \right)^{(3/16)}$$

Avec :

$$Ks = 70 \text{ m}^{1/3} . \text{s}^{-1} \text{ (cette valeur est préconisée pour canal en béton armé) [43].}$$

Donc :

$$H = \left(\frac{2^{\left(\frac{4}{3}\right)} . (4,782)^2}{4 . (0,055) . (70)^2} \right)^{(3/16)} = 0,577 \text{ mètre}$$

Donc la hauteur d'eau est de 0,577 mètre.

$$B = 2.H = 2.(0,577) = 1,154$$

Donc la largeur du canal est de 1,154 mètre.

$$Rh = \frac{H}{2} = \frac{0,577}{2} = 0,288$$

Donc Le rayon hydraulique est de 0,288 mètre.

Pour la construction du canal on majore la hauteur à 0,6 mètre, et la largeur à 1,2 mètre.

Donc les dimensions du canal sont (0,6 mètre de hauteur et 1,2 mètre de largeur) c'est-à-dire de section de $0,6 \times 1,2 = 0,72 \text{ m}^2$

C'est pratiquement la même section du canal réalisé sur terrain sauf qu'eux ils ont préféré de modifier les dimensions du canal en 1 mètre de largeur et de 0,7 mètre de hauteur pour des raisons techniques.

V.3. Conclusion :

D'après les résultats de comparaison obtenus on constate que le choix de faire construire un canal rectangulaire au lieu de réhabiliter 50% du réseau **Aa** était judicieux et raisonnable car de point de vu technique de faire réhabiliter 29 tronçons est une opération très difficile et qui prend beaucoup de temps et qui coute très cher par rapport à la construction d'un canal en béton armé sachant que la situation était très urgente.

Conclusion générale

Le travail effectué dans ce projet de fin d'études est une contribution à l'élaboration d'un programme sous Matlab qui permet de dimensionner un réseau d'assainissement unitaire en utilisant la méthode rationnelle pour évaluer le débit des eaux pluviales, Vu sous un angle plus général, il est destiné à faciliter la tâche non seulement de vérification des calculs , mais aussi à constituer un outil personnel de dimensionnement préliminaire des égouts pour les ingénieurs.

Il faudra pour cela l'améliorer du point de vue de la diversification des cas de réseaux traités pour le rendre plus général.

Lors de ce mémoire j'ai réalisé une étude sur une tranche du réseau d'assainissement de la ville de Souahlia qui a été réhabilité récemment (2012) afin de voir la fiabilité du programme créé d'un coté et de redimensionner le réseau d'un autre coté pour discuter le choix des modifications qu'ils ont fait lors de la réhabilitation.

Un diagnostic du réseau d'assainissement existant de l'agglomération de la zone **A** de la ville de Souahlia, nous a permis de faire à lumière les différents problèmes existant. Pour résoudre ces problèmes nous avons proposées :

- Le redimensionnement du réseau d'assainissement existant de la zone **A** qui va être projeté pour le futur.

Pour l'agglomération de la zone **A** de la ville de Souahlia, l'évaluation des débits des eaux pluviales est faite par la méthode rationnelle pour une période de retour de 10 ans et les débits des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population à l'horizon projet 2040 et les débits parasites ont été évalués en basant sur l'estimation de la directive allemande (AbwasserTechnische Vereinigung). Les réseaux ainsi proposés et dimensionner, Présentent de pentes convenables de ces tronçons permettant une évacuation des débits des pointes en toutes sécurité et avec des vitesses d'écoulement adéquates et autocurage des réseaux.

L'étude que nous venons d'accomplir sur la localité de la zone **A** de la ville de Souahlia est une initiation à la vie professionnelle. Elle nous a permis d'approfondir nos connaissances théoriques et acquérir de certaines notions pratiques.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Ghali S, (2012), Étude d'un schéma directeur d'assainissement de la ville Marsa Ben M'Hidi, mémoire de master, univ de Tlemcen.
- [2] Benabdesselam T, (2009), Techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux pluviales, thèse de doctorat, univ de Annaba.
- [3] <http://www.assainissement.comprendrechoisir.com/comprendre/assainissement-individuel> (consulté le 11/02/2015).
- [4] <http://www.developpement-durable.gouv.fr/L-assainissement-non-collectif.html> (consulté le 11/02/2015).
- [5] <http://www.cc-thieracheducentre.fr/definition.html> (consulté le 14/02/2015).
- [6] Ndève P et Mamadou K, (2008), Assainissement liquide de la zone de recasement de Keur Massar : conception et dimensionnement des réseaux d'évacuation des eaux usées et pluviales par le logiciel Covadis, mémoire d'ingénieur en génie civil, école supérieure polytechnique, Thiès, Sénégal.
- [7] Bengassem J, (2001), Élaboration d'un système d'aide au diagnostic hydraulique et structural des réseaux d'assainissement urbains, thèse de doctorat, école de technologie supérieure, Québec. Canada.
- [8] Satin S et Selmi B, (1999), Guide technique de l'assainissement, édition le moniteur, Paris.
- [9] Abdoul R.A et Halidou M, (2007), Modélisation d'un réseau d'assainissement et contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG (cas de nouveau pôle universitaire de Mansourah), mémoire d'ingénieur en hydraulique, univ de Tlemcen.
- [10] Bouchelkia H, (2014), Généralités sur l'assainissement, cours de l'assainissement, univ de Tlemcen.
- [11] Rabouh F, (2006), Étude du réseau d'assainissement de la ville de Ain Kermes (W.Tiaret), mémoire d'ingénieur en hydraulique, école nationale supérieure de l'hydraulique, univ de Blida.

Références bibliographiques

- [12] Azira k, (2005), Étude de la réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de Boughzoul (wilaya de Médéa), mémoire d'ingénieur en hydraulique, école nationale supérieure de l'hydraulique, univ de Blida.
- [13] Tekéhi P, (2010), Diagnostic du fonctionnement du réseau d'assainissement de la commune de Yopougon: cas du quartier Niangon en Côte d'Ivoire, mémoire de master, univ d'Abobo-adjamé cote d'ivoire.
- [14] Belarbi H, (2008), Étude du réseau d'assainissement de la ville de Sidi Hamad (W. Blida), mémoire d'ingénieur en hydraulique, école nationale supérieure de l'hydraulique, univ de Blida.
- [15] Dabrowski Y, (2014), Éléments constitutifs d'un réseau, cours de l'assainissement, institut FORHOM, Djibouti.
- [16] www.duktus.com/fileadmin/Daten/Gussrohrsysteme/PDFs/kanal_frz.pdf (consulté le 08/03/2015).
- [17] Seye D, (2014), Étude de l'assainissement liquide de la ville de Taznakht-Province d'Ouarzazate, mémoire d'ingénieur d'état en génie rural, institut agronomique et vétérinaire, Rabat, Maroc.
- [18] Bouchelkia H, (2014), Les ouvrages annexes, cours de l'assainissement, univ de Tlemcen.
- [19] Belkacemi F et Bennacer K, (2010), Étude d'un réseau d'assainissement de nouvelle zone d'urbanisation UB15 commune de Chetouane, mémoire de master, univ de Tlemcen.
- [20] <http://www.ebookbrowse.net/int-77-284-instruction-technique-relative-reseaux-d-assainissement-agglomerations-pdf-d190581247> (consulté le 27/02/2015).
- [21] Guerrée H et Gomella C, (1978), les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales, édition Eyrolles, Paris.
- [22] Akrouche E, (2008), Étude de la réhabilitation de réseau de l'assainissement de la ville de Boufarik (W. Blida), mémoire d'ingénieur en hydraulique, école nationale supérieure de l'hydraulique, univ de Blida.

Références bibliographiques

- [23] Lamraoui L, (2009), Modélisation du réseau d'assainissement unitaire (cas de la ville de Boujaad, Maroc), master en management et ingénierie des services d'eau d'assainissement et déchet, école nationale de génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg. France.
- [24] Bouchelkia H, (2014), Réseau d'eau pluviale en système séparatif, cours de l'assainissement, univ de Tlemcen.
- [25] Amqor I et Elhatimy S, (2013), Étude de l'assainissement liquide d'un lotissement : cas de la résidence de la vallée à Marrakech, Maroc, mémoire de License en eau et environnement, univ Cadi Ayyad, Maroc.
- [26] Diouf P, (2005), Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un système d'évacuation des eaux usées de la nouvelle ville de Diamniadio, mémoire d'ingénieur en génie civil, Ecole supérieure polytechnique , Thiès, Sénégal.
- [27] Bouchelkia H, (2014), Les réseaux d'eau usées en système séparatif, cours de l'assainissement, univ de Tlemcen.
- [28] <https://www.scribd.com/.../WWTP-Inflow-Parameters> (consulté le 17/03/2015).
- [29] Savane M, (2012), Dimensionnement des réseaux d'AEP et d'assainissement de la localité de M'sala commune de Chetouane, master en hydraulique, univ de Tlemcen.
- [30] www.lthe.fr/PagePerso/hingray (consulté le 28/03/2015).
- [31] www.eprints2.insa-strasbourg.fr (consulté le 26/04/2015).
- [32] www.wikipedia.org/wiki/programmation_informatique (consulté le 28/04/2015).
- [33] www.lycee-ferry-versaille.fr (consulté le 28/04/2015).
- [34] www.bannaladi.fr/cours/traitement/programmation/algorithmes.pdf (consulté le 29/04/2015).
- [35] Lapreste J.T, (1999), Introduction à Matlab, édition Ellipses, Paris.
- [36] www.ann.jussieu.fr/joly/mattex/Matlab1.pdf (Consulté le 15/03/2015).

Références bibliographiques

[37] www.cours.etsmtl.ca/gts504/documents/Document_Intro_Matlab.doc (consulté le 28/04/2015).

[38] www.perso.univ-rennes1.fr/stephane.balac/matlab/matlab.pdf (consulté le 18/03/2015).

[39] Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (P.D.A.U) (la commune de souahlia), 2008.

[40] <http://fr.wikipedia.org/wiki/Souahlia> (consulté le 24/04/2015).

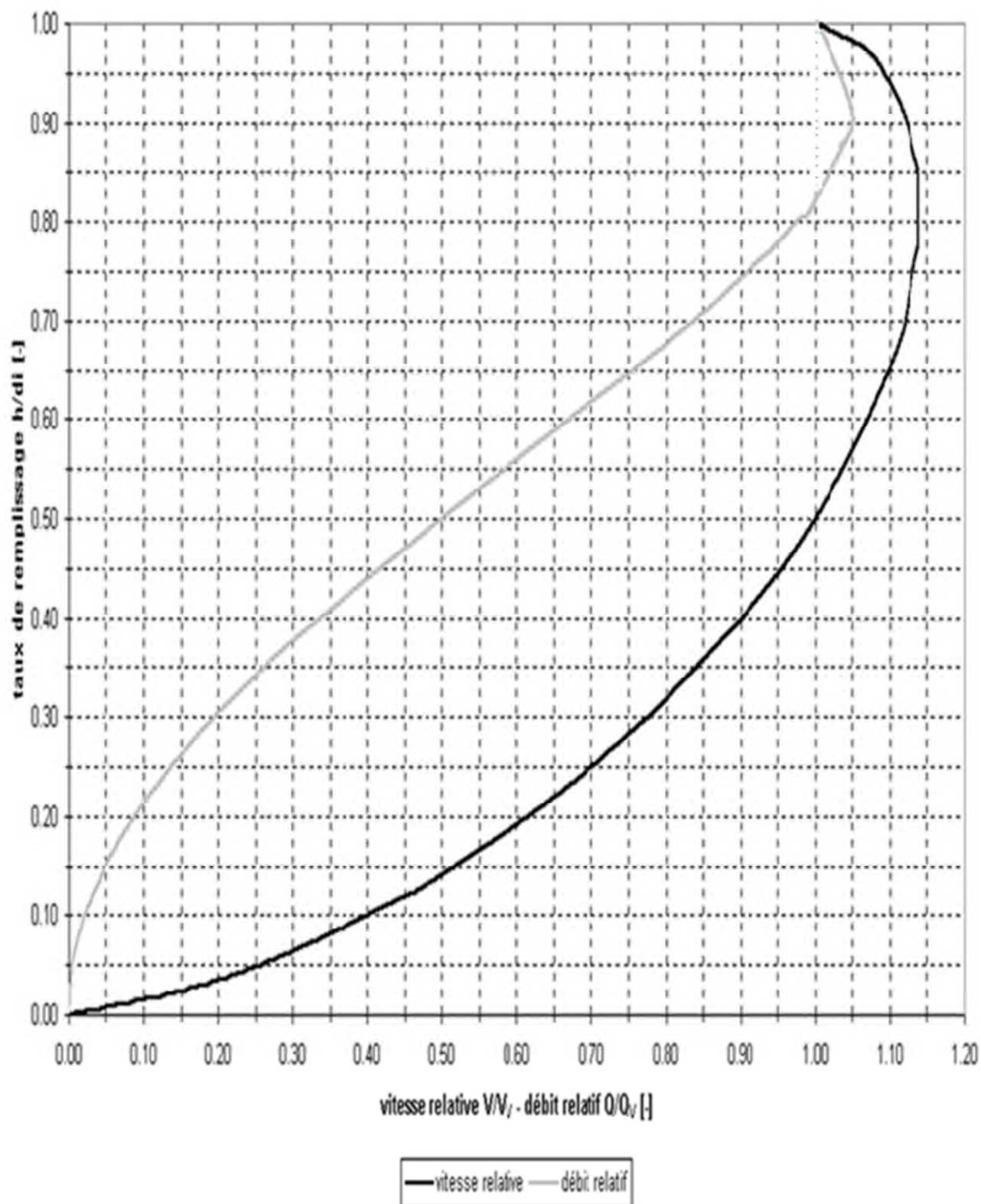
[41] Rapport d'un bureau d'étude, Etude du schéma directeur de la ville de Souahlia, service technique de l'APC de Souahlia, 2012.

[42] www.daniel-huilier.fr/Enseignement/Notes/Canaux/Cours_Canaux.pdf (consulté le 19/05/2015).

[43] www.assainissement-durable.com/DM/ged/PUBLIC/rapports/repprort_de_recherche (consulté le 19/05/2015).

Annexes

Annexe 1 : Taux de remplissage théorique en fonction de la vitesse relative ou du débit relatif pour les canalisations circulaires.



Annexe 2 : le tableau d'équivalence.

rq (q/qps)	rv (v/vps)	rh (h/D)
0,001	0,14	0,02
0,003	0,22	0,04
0,007	0,29	0,06
0,013	0,35	0,08
0,021	0,4	0,1
0,031	0,45	0,12
0,042	0,5	0,14
0,056	0,54	0,16
0,071	0,58	0,18
0,088	0,62	0,2
0,106	0,65	0,22
0,126	0,68	0,24
0,148	0,72	0,26
0,171	0,75	0,28
0,196	0,78	0,3
0,222	0,8	0,32
0,249	0,83	0,34
0,277	0,86	0,36
0,307	0,88	0,38
0,337	0,9	0,4
0,368	0,92	0,42
0,4	0,94	0,44
0,433	0,96	0,46
0,466	0,98	0,48
0,5	1	0,5
0,534	1,02	0,52
0,568	1,03	0,54
0,603	1,05	0,56
0,637	1,06	0,58
0,672	1,07	0,6
0,706	1,08	0,62
0,74	1,09	0,64
0,773	1,1	0,66
0,806	1,11	0,68
0,837	1,12	0,7
0,868	1,13	0,72
0,898	1,13	0,74
0,926	1,14	0,76
0,953	1,14	0,78
0,977	1,14	0,8
1	1,14	0,82
1,021	1,14	0,84
1,039	1,14	0,86
1,054	1,13	0,88

1,066	1,12	0,9
1,073	1,12	0,92
1,076	1,1	0,94
1,071	1,09	0,96
1,057	1,06	0,98
1	1	1

Annexe 5 : la trajectoire du canal rectangulaire.

