



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des sciences et de la technologie
Département de Génie civile et d'Hydraulique
Filière Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Hydraulique Urbaine

Présenté et soutenu par :
ARBID AHMED SABER

Le : dimanche 7 juillet 2019

Etude comparative des méthodes de calcul des réseaux d'assainissement

Jury :

Dr. Abdessamad Fouzi	MCA	Université de Biskra	Président
Dr. Seghairi Noura	MCA	Université de Biskra	Examineur
Dr. Bedjaoui Ali	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

Année universitaire : 2018-2019

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe

De respect et de reconnaissance envers :

A toute ma famille et plus précisément à ma mère et mon père

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont
fait preuve pour que je réussisse.

A tous mes frères :

Sœurs :

A toutes mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers

Remerciements

Tout d'abord merci à Allah de m'avoir donné la force pour Terminer ce travail.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à Monsieur : Dr. BEDJAOUI.Ali .Pour ma avoir encadré durant ma préparation de ce mémoire, pour ses conseils.

Et je remercie également messieurs les membres de jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de siéger à ma soutenance.

Et aussi je tiens à remercier mon père et ma mère, tous mes frères,

Toutes mes sœurs et tous mes amis et amies de leurs motivation et de leur encouragement matériel et moral.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif du département d'HYDRAULIQUE

Et aussi je tiens à remercier tous les enseignants du département d'hydraulique en particulier ceux qui nous ont enseigné depuis le début d'année.



ARBID-AHMED SABER

Liste des figures

<i>Figure I.1</i>	<i>Schéma perpendiculaire.....</i>	<i>07</i>
<i>Figure I.2</i>	<i>Schéma par déplacement latéral.....</i>	<i>07</i>
<i>Figure I.3</i>	<i>Schéma à collecteur transversal ou oblique.....</i>	<i>08</i>
<i>Figure I.4</i>	<i>Schéma par zones étagées ou par intercepteur.....</i>	<i>08</i>
<i>FigurII.1</i>	<i>Détermination des diamètres pour des conduites circulaires.....</i>	<i>25</i>
<i>FigurII.2</i>	<i>variations des débits et des vitesses en fonction du taux de remplissage pour une conduite circulaire (courbe reconstituée).courbes tracées a partir du tableau II.1.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure III.1</i>	<i>Schéma du Réseau D'assainissement à étudié.....</i>	<i>37</i>

Liste des tableaux

<i>Tableau I.1</i>	<i>Avantages et inconvénients des différents systèmes.....</i>	<i>05</i>
<i>Tableau I.2</i>	<i>Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants.....</i>	<i>17</i>
<i>Tableau I.3</i>	<i>Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population...</i>	<i>18</i>
<i>Tableau I.4</i>	<i>Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population...</i>	<i>19</i>
<i>Tableau I.5</i>	<i>Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....</i>	<i>19</i>
<i>TableauII.1</i>	<i>Données ayant servi à la reproduction de l'abaque 2 Rq,Rh et Rv : rapports des (débits, hauteurs, vitesses).....</i>	<i>26</i>
<i>TableauIII.1</i>	<i>Paramètres géométrique et hydrauliques du réseau étudié.....</i>	<i>38</i>
<i>TableauIII.2</i>	<i>Calcul du réseau d'assainissement par la méthode graphique.....</i>	<i>38</i>
<i>TableauIII.3</i>	<i>Calcul hydraulique en application de la méthode du modèle rugueux de référence.....</i>	<i>42</i>
<i>TableauIII.4</i>	<i>Vérification des conditions d'autocurage.....</i>	<i>43</i>
<i>TableauIII.5</i>	<i>Résultats du calcul hydraulique en application de la méthode du modèle rugueux de référence.....</i>	<i>44</i>
<i>TableauIII.6</i>	<i>Comparaisons des Résultats obtenus Selon Méthode graphique.....</i>	<i>45</i>

Liste des symboles et principales notations

A	Aire d'une section de la conduite	(m ²)
C	Coefficient de Chézy	(m ^{0.5} /s)
\bar{C}	Coefficient de Chézy de résistance de Chézy du modèle de référence	(m ^{0.5} /s)
C_r	Coefficient de ruissellement	(m ^{0.5} /s)
D	Diamètre de la conduite	(m)
d	Dotation	(l/s/hab)
\bar{D}	Diamètre du modèle de référence	(m)
D_c	Diamètre calculé	(m)
D_{int}	Diamètre intérieur de la conduite	(m)
DN	Diamètre normalisé de la conduite	(m)
g	Accélération de la pesanteur	(m/s ²)
H	Hauteur de remplissage	(m)
I	Pente de l'ouvrage	(m/m)
i	Intensité pluvial	(l/s/ha)
K_p	Coefficient de point	(m ^{1/3} /s)
K_s	Coefficient de Manning-Strikler	(m ^{1/3} /s)
m	Correction d'allongement	(-)
M	Coefficient d'allongement	(-)
n	Coefficient de Manning	(m ^{-1/3} /s)
N_{hab}	Coefficient de Chézy	(-)
P	Périmètre mouillée	(m)
Q	Débit volume de l'écoulement	(m ³ /s)
Q_c	Débit évacué	(m ³ /s)
Q_{moy}	Débit moyenne	(l/s)
Q_p	Débit de pointe	(m ³ /s)
Q_{ps}	Débit pleine section	(m ³ /s)
R	Nombre de Reynolds	(-)
\bar{R}	Nombre de Reynolds du conduit du modeler de référence	(-)
R_p	Nombre de Reynolds à l'état plein du conduit	(-)
\bar{R}_p	Nombre de Reynolds à l'état plein du conduit du modeler de référence	(-)

Liste des symboles et principales notations

r_H	Taux de remplissage	(-)
R_H	Rayon hydraulique	(-)
R_R	Taux de résistance	(-)
r_Q	Rapport des débit	(-)
r_V	Rapport des vitesses	(-)
y_n	Profondeur normale de l'écoulement	(-)
V_{aut}	Vitesses auto-curage	(m/s)
V_{ps}	Vitesses pleine section	(m/s)
V_r	Vitesses réelle d'écoulement	(m/s)
\mathcal{E}	Rugosité absolue d'une paroi	(m)
γ	Coefficient de Bazin d'écoulement	(-)
$\sigma(\eta)$	Paramètre adimensionné	(-)
$\varphi(\eta)$	Paramètre adimensionné	(-)
η	Taux de remplissage	(-)
ν	Viscosité cinématique	(m ² /s)
θ	L'angle de la surface de l'eau	(Radian)

الملخص

تهدف الدراسة الحالية الى تقديم المشاكل المتعلقة بالطريقة البيانية لحساب شبكات الصرف الصحي بنوعها الأحادي والجماعي معتمدين في ذلك على العلاقات المتعلقة بدراسة الجريان المنتظم ذو الاسطح الحر في قناة دائرية الشكل مستخدما في ذلك طريقة النموذج المضطرب وذلك بالرجوع الي اعمال البروفيسور عاشور لسنوات 2006, 2007 و 2013

ان العلاقة المعتمدة على النموذج المضطرب تعطي إمكانية كبيرة في حساب مباشر للإعدادات الهندسية والهيدروليكية لشبكة المجاري وهي القطر، معامل شيزي، ارتفاع الماء داخل الانبوب او العمق الطبيعي، السرعة الحقيقية للجريان وسرعة التنظيف الذاتي.

لذلك يجب تعويض الطريقة الكلاسيكية العائدة لسنة 1977 والمستخدمة في فرنسا وغلب البلدان الأوروبية وكندا والتي تعتمد بشكل رئيسي على المنحنيات عوضا عن العلاقات والصيغ الرياضية المباشرة.

الكلمات المفتاحية

تدفق، قطر، شبكة مجاري، معامل شيزي، معامل مانينغ- ستريكلر، السرعة، اللزوجة الحركية، الميل، نسبة الامتلاء، الخسونة المطلقة، القدر الذاتية للأنبوب على التنظيف.

Résumé

La présente étude a pour objectif de présenter les problèmes liés à la méthode graphique du calcul des réseaux d'égouts, unitaire et séparatif, sur la base de la relation entre l'étude de l'écoulement à surface libre dans un canal circulaire en utilisant la méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR aux travaux du professeur Achour pour les années 2006, 2007 et 2013

La relation basée sur le modèle perturbé offre un grand potentiel pour le calcul direct des réglages géométriques et hydrauliques du réseau d'égout, à savoir le diamètre, le coefficient de Chézy, la hauteur de l'eau à l'intérieur du tuyau ou la profondeur naturelle, la vitesse réelle du débit et la vitesse d'auto-nettoyage.

La méthode classique de 1977, utilisée en France, dans la plupart des pays européens et au Canada, et qui repose principalement sur des courbes plutôt que sur des relations directes et des formules mathématiques, doit être compensée.

Mots clés

Débit, diamètre, réseau d'assainissement, coefficient de Chézy, coefficient d'effectif-Strickler, vitesse, viscosité du moteur, pente, taux de remplissage, rugosité absolue, tuyau autonettoyant

Abstract

The present study aims to present the problems related to the method of calculation of the calculation of sewage networks, both mono and group, based on the relationship of the study of the flow of regular free-flow in a circular channel using the method of the troubled model by reference to the work of Professor Achour for the years 2006, 2007 and 2013

The relationship based on the disturbed model gives great potential in direct calculation of the geometrical and hydraulic settings of the sewer network, namely the diameter, the Chezy coefficient, the height of the water inside the pipe or the natural depth, the real speed of flow and the speed of self-cleaning.

The classical method of 1977, used in France, most of the European countries and Canada, and which relies mainly on curves rather than direct relationships and mathematical formulas, must be compensated.

Key words

Flow, diameter, Sewerage network, Chezy coefficient, manning-strickler coefficient, velocity, motor viscosity, slope, fill ratio, absolute roughness, self-cleaning pipe

Dédicace et Remerciements

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles et Principales notations

المخلص

Résumé

Abstract

Sommaire

Introduction générale

01

Chapitre I

GENERALISEES SUR LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

<i>I.1</i>	<i>Introduction.....</i>	<i>03</i>
<i>I.2</i>	<i>Nature des eaux à évacuer.....</i>	<i>03</i>
<i>I.2.1</i>	<i>Débit des eaux domestiques.....</i>	<i>03</i>
<i>I.2.2</i>	<i>Débites d'eaux industrielles et services publics.....</i>	<i>03</i>
<i>I.2.3</i>	<i>Les eaux des ruissellements.....</i>	<i>04</i>
<i>I.3</i>	<i>Types des réseaux d'assainissement.....</i>	<i>04</i>
<i>I.3.1</i>	<i>Réseau unitaire.....</i>	<i>04</i>
<i>I.3.2</i>	<i>Réseau séparatif.....</i>	<i>04</i>
<i>I.3.3</i>	<i>Réseau pseudo séparatif.....</i>	<i>04</i>
<i>I.4</i>	<i>Choix du système d'assainissement.....</i>	<i>06</i>
<i>I.4.1</i>	<i>Critères influant sur le choix.....</i>	<i>06</i>
<i>I.4.2</i>	<i>Conditions des choix du système d'assainissement.....</i>	<i>06</i>
<i>I.5</i>	<i>Schéma des réseaux d'assainissement.....</i>	<i>07</i>
<i>I.5.1</i>	<i>Type de schéma.....</i>	<i>07</i>
<i>I.5.2</i>	<i>Schéma perpendiculaire.....</i>	<i>07</i>
<i>I.5.2.1</i>	<i>Schéma par déplacement latéral.....</i>	<i>07</i>
<i>I.5.2.2</i>	<i>Schéma a collecteur transversal ou oblique.....</i>	<i>08</i>
<i>I.5.2.3</i>	<i>Schéma par zones étagées ou par intercepteur.....</i>	<i>08</i>
<i>I.5.3</i>	<i>Choix du Schéma d'évacuation.....</i>	<i>08</i>
<i>I.6</i>	<i>Tracé du réseau d'assainissement.....</i>	<i>09</i>
<i>I.7</i>	<i>Evaluation des Débits Rejetés.....</i>	<i>09</i>
<i>I.7.1</i>	<i>Calcul des Débits des Eaux Usées.....</i>	<i>09</i>
<i>I.7.2</i>	<i>Calcul des Débits des Eaux Pluviales.....</i>	<i>09</i>
<i>I.7.2.1</i>	<i>Quantités des eaux pluviales.....</i>	<i>09</i>
<i>I.8</i>	<i>I.8 Dimensionnement Hydraulique.....</i>	<i>10</i>

I.8.1	Recommandations.....	10
I.8.2	Détermination Des Caractéristiques Hydrauliques.....	10
I.8.3	Fonctionnement du Réseau et Conditions d'auto-curage.....	11
I.9	Débits d'eaux pluviales.....	11
I.9.1	Evaluation du débit pluvial par la méthode rationnelle.....	11
I.9.2	Temps d'entrée d'un sous bassin versant (tc)	12
I.10	Détermination des diamètres des conduites du réseau.....	12
I.11	Conception du réseau.....	14
I.12	Estimations des débits des eaux de ruissellement.....	14
I.12.1	Qualité des eaux de ruissellement.....	14
I.12.2	Evaluation du débit d'eau pluviale.....	15
I.12.2.1	Méthode de Caquot.....	15
I.12.2.1.a	Limites de la méthode superficielle.....	16
I.12.2.1.b	Assemblage des bassins versants.....	16
I.12.2.2	Méthode rationnelle.....	17
I.13	Conclusion.....	19

Chapitre II

METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

II.1	Introduction	20
II.2	Conditions d'implantation des réseau.....	21
II.3	Conditions d'écoulements et de dimensionnement.....	21
II.4	Réseaux en système séparatif « eaux usées domestiques ».....	22
II.5	Réseaux en système séparatif « eaux pluviales ».....	22
II.6	Méthode classique ou graphique.....	23
II.6.1	Réseaux unitaires.....	23
II.6.2	Mode de calcul.....	23
I.6.3	Transformation de la courbe des rapports de vitesses et des débit pour différents profondeurs d'eau	26
II.7	Methode basée sur les relations du modèles rugueux de référence MMR.	28
II.7.a	Cas du coefficient de Chézy constant.....	28
II.7.b	Cas du coefficient de Chézy variable	29
II.8	Conclusion.....	32

Chapitre III

**ETUDE COMPARATIVE DE CALCUL D'UN RESEAU
D'ASSAINISSEMENT**

<i>III.1</i>	<i>Introduction.....</i>	<i>34</i>
<i>III.2</i>	<i>Méthodes de calcul d'un réseau d'assainissement.....</i>	<i>34</i>
<i>III.2.1</i>	<i>Méthode graphique.....</i>	<i>34</i>
<i>III.2.2</i>	<i>Etapes de calcul de la méthode graphique modifiée.....</i>	<i>35</i>
<i>III.2.3</i>	<i>Exemple d'application.....</i>	<i>37</i>
<i>III.3</i>	<i>Méthode basée sur les relations du modèle rugueux de référence MMR.....</i>	<i>39</i>
<i>III.3.1</i>	<i>Etapes de calcul proposées.....</i>	<i>39</i>
<i>III.3.1.1</i>	<i>Cas où coefficient de résistance de Chézy C est variable.....</i>	<i>39</i>
<i>III.3.2</i>	<i>Exemple d'application.....</i>	<i>42</i>
<i>III.4</i>	<i>III.4 Discussion des résultats obtenus.....</i>	<i>45</i>
<i>III.5</i>	<i>Conclusion.....</i>	<i>46</i>
	<i>Conclusion générale.....</i>	<i>47</i>
	<i>Références bibliographiques.....</i>	<i>49</i>

Introduction Générale

La complexité croissante des réseaux d'assainissement du fait des concentrations urbaines et interconnexions des réseaux a engendré majeur qui est la gestion et le calcul de ses réseaux, ce calcul qui reste jusqu'à présent du moins chez a aspect graphique où les abaques de l'instruction de 1977 sont fréquemment pour la détermination des dimensions géométriques (Diamètres) et hydraulique (Vitesse réelle et hauteur de remplissage)

Les abaques utilisés sont dressés sur la relation de Chézy qui considéré que le coefficient de Chézy est constant alors qu'en réalité ne l'est pas car il déterminé en fonction du raton hydraulique qui varie en fonction de la section mouillé et le périmètre mouillé

Afin de clarifier cela, nous avons effectué une étude comparative entre la méthode graphique et la méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR

La recherche d'une meilleure connaissance de fonctionnement d'un réseau de collecte nécessite, d'une part un modèle et, d'autre part une perception aussi exact que possible des données technique représentant la réalité des données des réseaux

La présent étude se propose un étude comparative basé sur les formules et relation de la méthode du modèle rugueux de référence pour le calcul des réseaux d'assainissement expirées des travaux de Achour 2013 relatifs à l'étude de l'écoulement uniforme à surface libre ,(dans cette méthode le coefficient de Chézy qui est pris comme une variable) et la méthode graphique du l'instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations de 1977

Pour ce faire le présent travail est subdivisé en trois grands chapitres et qui sont :

Un premier chapitre où l'accent sera mise sur les réseaux d'assainissement, conception, types fonctionnement et calcul

Un deuxième chapitre relatif à l'exposition de la méthode graphique et la méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR et la méthode de conception pour

une haute efficacité de l'écoulement dans les canalisations circulaires, tout en examinant la possibilité son adaptation et utilisation pour le dimensionnement des réseaux de collecte

Enfin un troisième chapitre qui sera consacré à fait une étude comparative entre la méthode graphique et la méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR

Chapitre I

*Généralisées sur
Les réseaux
d'assainissement*

Chapitre I

Généralisées sur Les réseaux d'assainissement

1.1 Introduction

Les réseaux de canalisation assainissement ont pour but d'assurer la collecte et l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées et ceci d'une manière compatible avec les impératifs de protection de l'environnement afin de réduire la pollution et créer des conditions de vie agréable et lutter contre les maladies à transmission hydrique.

1.2 Nature des eaux à évacuer

Le débit arrivant à l'exutoire du réseau d'assainissement, à la station de traitement ou au milieu naturel est la somme de divers débits que nous allons définir ci- après.

1.2.1 Débit des eaux domestiques

Le débit des eaux domestiques Q_{md} est le débit moyen instantané provenant des usagers particuliers connectés au réseau. En assainissement, on s'intéressera davantage au débit domestique de pointe Q_{pd} qui vaut :

$$Q_{pd} = K_p \cdot Q_{mdj} \quad (1.1)$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mdj}}} \quad (1.2)$$

K_p : Coefficient de pointe

Q_{mdj} : Débit moyen journalier domestique (l/s)

1.2.2. Débits d'eaux industrielles et services publics

Ces débits sont générés par des activités industrielles des entreprises (qui doivent par ailleurs signer une convention particulière de déversement dans le réseau) ainsi que les activités des services publics pour le nettoyage des espaces publics [1].

1.2.3 Les eaux des ruissellements

Elles émanent des eaux de pluie. Les eaux qui s'abattent sur le bassin versant jouent trois rôles d'abord elles humidifient la surface du bassin et les équipements qui y sont installés ; ensuite, elles s'infiltrent dans le sol et rejoignent la nappe phréatique; enfin les échéant, elle ruissellement jusqu'au point de captage (fossé bouche d'égout ou rivière) [1].

1.3 Types des réseaux d'assainissement

L'assainissement collectif suppose d'avoir un réseau urbain d'assainissement auquel les usagers se raccordent pour collecter les eaux usées ; ainsi le réseau peut être unitaire ou séparatif.

Le réseau unitaire collecte ensemble dans une même canalisation, les eaux usées domestiques et les eaux pluviales, tandis que dans le réseau séparatif, il y a deux raccordements par habitation, un pour les eaux usées domestiques et le second pour les eaux pluviales.

1.3.1 Réseau unitaire

Un système dit unitaire, appelé aussi « tout à l'égout », est un système qui draine l'ensemble des eaux usées et pluviales vers l'extérieur de l'agglomération par un réseau unique. C'est un système compact qui convient mieux pour les milieux urbains de hautes densités, mais qui pose, mais qui pose des problèmes d'auto-curage en période sèche [2].

1.3.2 Réseau séparatif

Un système dit séparatif qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts. Il est adopté dans les petites et moyennes agglomérations et dans les extensions des grandes villes [2].

1.3.3 Réseau pseudo séparatif

C'est un réseau séparatif particulier dans lequel le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit certaines eaux pluviales (toiture, cours, etc.), le réseau pluvial ne reçoit que les eaux de ruissellement des chaussées et des trottoirs [2].

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes [3].

Systeme	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations - extension des villes - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure naturel préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - Surveillance accrue des branchements.

1.4 Choix du système d'assainissement

1.4.1 Critères influant sur le choix

On peut définir les critères influant sur le choix d'un système de la façon suivante :

- Evacuer au plus bas cout possible les eaux de ruissellement (choix du tracé et du profil en long bien adapté aux besoins)
- Respecter les objectifs de qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel
- Tenir compte des choix d'urbanisme et d'occupation des sols

Ainsi, généralement, le choix entre les systèmes d'assainissement résulte d'une suite de considérations :

Techniques : topographie locale, régimes des précipitations, nature du terrain, tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilité des sols, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

1. Liées à des objectifs de qualité
2. Urbanistiques (réparation des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels)
3. Environnementales, qui parfois interdiront le recours à un équipement unitaire
4. De proximités des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur [4].

1.4.2 conditions des choix du système d'assainissement

Le choix du système d'assainissement est conditionné par plusieurs facteurs (situation, profil, débit, cout ...) et notamment par :

- La densité de population
- La nature des sols et leurs aptitudes à assurer l'épuration des eaux usées
- La présence des nappes phréatiques
- L'existence d'un système d'assainissement collectif public
- L'espace disponible
- Les orientations choisies en matière d'aménagement (élaboration d'un schéma directeur d'assainissement et sa mise en œuvre).

I.5 Schéma des réseaux d'assainissement

I.5.1 Type de schéma

Un réseau d'assainissement est conçu en un réseau ramifié. On dénombre plusieurs schémas types qu'on peut classer comme suit :

I.5.2 Schéma perpendiculaire

Ce schéma consiste à amener l'eau à évacuer perpendiculairement à la rivière à l'aide d'un certain nombre de collecteurs. Il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.

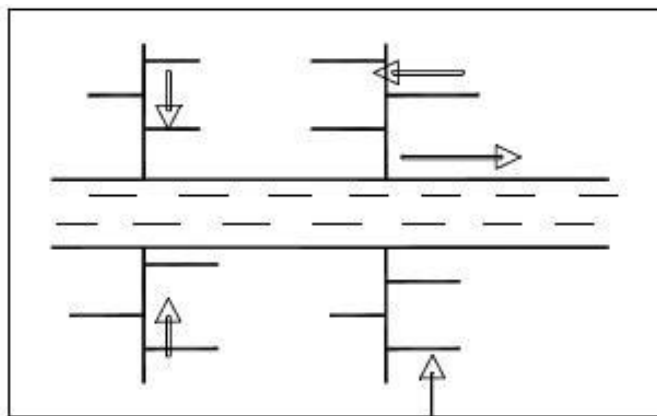


Figure I.1: Schéma perpendiculaire

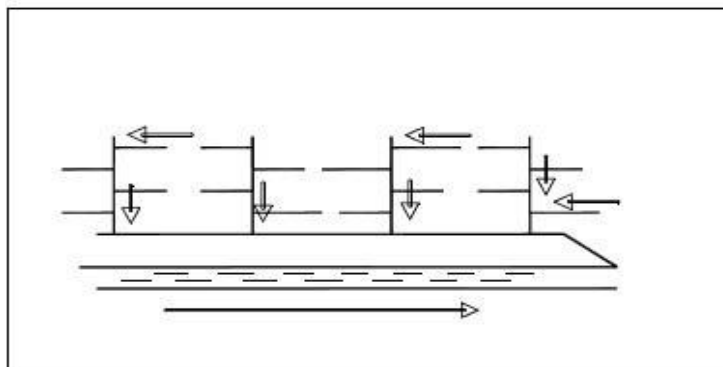


Figure I.2: Schéma par déplacement latéral

I.5.2.1 Schéma par déplacement latéral

Le schéma par déplacement latéral permet de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux y sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

1.5.2.2 Schéma à collecteur transversal ou oblique

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval de l'agglomération.

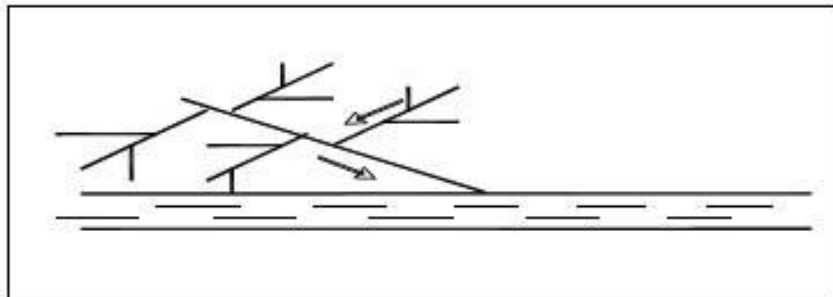


Figure I.3: Schéma à collecteur transversal ou oblique

1.5.2.3 Schéma par zones étagées ou par intercepteur

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques. L'agglomération dispose d'un collecteur principal indépendant, il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

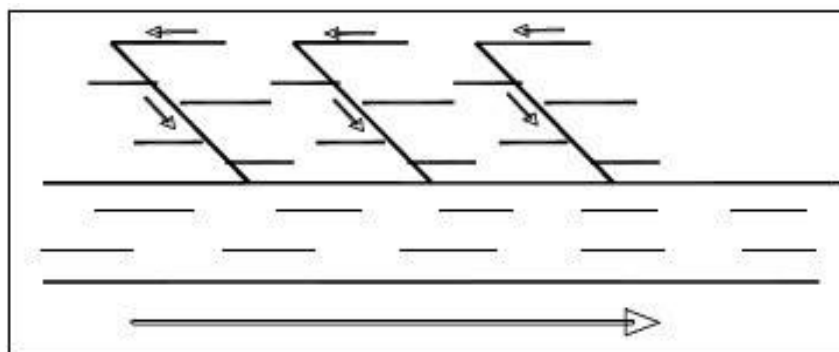


Figure I.4: Schéma par zones étagées ou par intercepteur

1.5.3 Choix du Schéma d'évacuation

Le tracé du réseau dépend de plusieurs paramètres, dont les principaux sont les suivants :

- La topographie du terrain ;
- La répartition des habitants à travers la zone urbaine ;
- L'emplacement de la station d'épuration si elle existe ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- Les conditions de rejet.

1.6 Tracé du réseau d'assainissement

Le tracé du réseau d'un réseau d'assainissement se fait selon les critères suivants [3]:

- Suivre autant que possible le plan de la voirie
- Distance max entre 2 regards de visite : 70m
- Regard de visite aux changements de pente et de direction
- Couverture minimale des canalisations : 80 cm
- Suivre si possible la pente naturelle
- Pente minimale de 2 mm/m pour les eaux usées et 4 mm/m pour les eaux pluviales.
- Diamètre minimal : réseau d'eaux usées $\varnothing 200$ mm et $\varnothing 300$ mm pour le réseau pluvial ou unitaire
- Diamètres croissants d'amont en aval
- Délimiter les sous bassins versants drainés par chaque tronçon.

1.7 Evaluation des Débits Rejetés

Pour l'évaluation des débits rejetés il faut suivre les taches suivantes :

1.7.1 Calcul des Débits des Eaux Usées

Pour dimensionner les ouvrages d'évacuation, il convient de prendre en compte les valeurs extrêmes de débits qui sont [2] :

- Les valeurs des débits de pointe
- Les valeurs des débits minimaux qui permettent d'apprécier la capacité d'auto curage.
- La vitesse d'entraînement des dépôts étant de l'ordre de 0,6m/s.

1.7.2 Calcul des Débits des Eaux Pluviales

1.7.2.1 Quantités des eaux pluviales

La détermination du volume des eaux de ruissellement est effectuée en tenant compte :

- Des caractéristiques de la pluie (intensité – durée des averses)
 - Des caractéristiques de la surface du bassin versant (nature, degré de perméabilité, pente et aménagement)
 - Des lois hydrauliques relatives aux écoulements à surface libre
-

Il est nécessaire de définir d'une manière scientifique les débits des eaux pluviales à évacuer pour éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement du réseau projeté.

1.8 Dimensionnement Hydraulique

Une bonne conception de réseau d'assainissement doit permettre d'éviter :

La formation des dépôts des matières solides pouvant nuire à l'écoulement, pour cela notre réseau doit répondre aux critères des conditions d'auto curage

1.8.1 Recommandations

Le choix d'un diamètre de collecteur et d'une pente de projet devra tenir compte des normes suivantes :

1. La vitesse doit s'inscrire à l'intérieur d'une fourchette de valeurs limites :

$$V_{\min} \leq V \leq V_{\max} \quad (1.3)$$

Avec :

V_{\min} : Vitesse au-dessous de laquelle l'auto curage ne serait pas réalisée.

V_{\max} : Vitesse au-dessous de laquelle il y a risque d'érosion du matériau.

2. Le diamètre doit correspondre à un diamètre commercial dont le plus faible, pour le transport des eaux pluviales ne peut être inférieur à 300mm

les conditions à respecter dans tout projet [5];

- ✓ Le diamètre préconisé minimum admissible d'un réseau d'assainissement de type unitaire est le Ø 315 mm normalisé et disponible sur le marché national
- ✓ La pente minimale recommandée est : $I = 5\%$
- ✓ Le taux de remplissage n'excédera pas 80%
- ✓ Les caractéristiques d'évacuation seront calculées à partir de l'abaque de *Manning-Strickler* pour les tuyaux circulaires en béton.

1.8.2. Détermination Des Caractéristiques Hydrauliques

Les canalisations (élément $\geq 2,00$ ml) sont caractérisées du point de vue hydraulique par [6] :

- Une paroi entièrement lisse
 - Une grande longueur des éléments diminuant le nombre des joints
 - L'existence des pièces de raccord ne créant aucune discontinuité
-

Partant de cet ensemble de qualités, il est possible d'adopter en toute sécurité comme coefficient d'écoulement de la formule de Manning Strickler ($k_s=l/n=72,46$ (pour $n=0,013$)).

1.8.3 Fonctionnement du Réseau et Conditions d'auto-curage

Afin d'éviter les dépôts, assurer un bon fonctionnement du réseau et un écoulement libre, il faut créer des pentes assurant des vitesses d'auto curage :

- Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{\min})= 0.6m/s à $Q_{PS}/10$
- Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{\min})= 0.3m/s à $Q_{PS}/100$
- Vitesse maximale (V_{\max})=3 à 4 m/s [1]. Ainsi que :

1- Le débit maximal est obtenu lorsque la canalisation est remplie à 95% de sa hauteur

2- La vitesse maximale est obtenue lorsque la fonction de la hauteur totale de remplissage atteint 80% [7].

1.9 Débit 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.

On admettra, pour limiter les dépenses d'équipement, que de loin en loin (par exemple en moyenne une fois tous les dix ans) les réseaux d'assainissement devienne insuffisant, ce qui entrainera une submersion partielle et momentanée des voies de communication, surtout dans les bas quartiers [7].

1.9.1 Evaluation du débit pluvial par la méthode rationnelle

La méthode rationnelle, mise au point avant l'avènement des équipements informatiques, permet de calculer rapidement les débits de ruissellement maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible superficie (moins de 5 km², selon *Viessamen et Hammer*, jusqu'à 25 km² selon le ministère de transport de Québec dans son manuel de conception des ponceaux de 199, c'est une méthode parfaitement appropriée en ce qui concerne les bassins versants urbains [7].

Le ruissellement maximal imputable à une pluie d'intensité uniforme I , tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée t supérieur ou égal au temps de concentration t_c du bassin est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Qp = 167.C.I.A \quad (1.4)$$

Avec :

Qp : le débit de pointe (m^3/S)

A : surface du bassin versant (ha)

I : intensité moyenne maximale (mm/min) ;

C : coefficient de ruissellement ($C \cdot A = \sum Ci \cdot Ai$)

Pour l'intensité de pluie de période de retour T une relation est proposée pour son calcul et qui est donnée par [3]. :

$$I = 4.tc^{-0,5} \quad (1.5)$$

1.9.2 Temps d'entrée d'un sous bassin versant (tc)

Le temps d'entrée (temps de concentration), tc , d'un bassin versant urbain est le temps le plus important que peut mettre l'eau qui ruisselle dans ce bassin versant à atteindre la bouche d'égout.

La valeur du temps d'entrée est fonction de [7]:

- La pente moyenne de la surface du terrain en direction de la bouche d'égout.
- La distance que l'eau doit parcourir, en surface, pour atteindre la bouche d'égout
- La nature de la surface sur laquelle l'eau doit ruisseler.

Il existe plusieurs modèles de d'évaluation du temps de concentration d'un bassin versant. Le calcul des temps d'entrées des sous bassins se fait sur la base de la relation de *Kirpich* (1.6).

$$tc = 0,0195.L^{0,77}.F.S^{-0,385} \quad (1.6)$$

Avec :

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

S : pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m/m)

F : facteur relatif à la surface ; il permet d'utiliser l'équation les régions autres que rurales ($F=1$ pour bassin rural)

1.10 Détermination des diamètres des conduites du réseau

Le diamètre des conduites est donné par la formule de *Chézy* :

$$V=C(R_h.I)^{1/2} \quad (1.7)$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy

Rh : Rayon hydraulique.

Manning propose une autre relation pour déterminer le coefficient de Chézy et qui est de la forme

(1.8) :

$$C = \frac{1}{n} Rh^{1/6} \quad (1.8)$$

Avec :

Rh: rayon hydraulique

n : rugosité de la conduite (Coefficient de Manning)

D'autre part Bazin propose pour l'estimation du coefficient de Chézy une autre relation (1.9) :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (1.9)$$

Avec :

Rh: rayon hydraulique

I : pente de conduit

V : vitesse d'écoulement (m/s)

γ : est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux

n : rugosité de la conduite

En posant :

$$Qp=V.S \quad (1.10)$$

On obtient après développement de la formule de Manning (1.5) que le diamètre sera donné par (1.9):

$$D = \left(\frac{n.Qp}{0,3117 \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (1.11)$$

C'est la formule utilisée pour la détermination des diamètres des conduites des réseaux d'évacuation des eaux.

1.11 Conception du réseau

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

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - ✓ Emplacement (en plan),
 - ✓ Profondeur,
 - ✓ Diamètres (intérieur et extérieur),
 - ✓ Pente,
 - ✓ Leur joints et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur,
 - ✓ Emplacement (en plan),
 - ✓ Profondeur [3].

1.12 Estimations des débits des eaux de ruissellement

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

1.12.1 Qualité des eaux de ruissellement

La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps ; plus fort au début d'une précipitation qu'à la fin par suite du nettoyage des aires balayées par l'eau, Cette pollution première est elle-même variable et croit en même temps que le taux d'industrialisation, à proximité des crassiers, par exemple, les eaux de ruissellement en provenance des cours de fermes sont également assez polluées.

Ces eaux sont polluées par les matières qu'elles entraînent, en provenance des trottoirs et chaussées (mazoute, bitume, etc.) ; elles contiennent, également, du zinc du plomb et du cuivre.

Les eaux de drainage peuvent provenir de la montée d'une nappe phréatique dans le sol ; elles sont généralement polluées.

Toutes ces eaux contiennent, la plus part du temps, des sables, sujétion importante en ce qui concerne leurs évacuations [3].

I.12.2 Evaluation du débit d'eau pluviale

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.

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

On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisées :

- ❖ Méthode superficielle ;
- ❖ Méthode rationnelle [7].

I.12.2.1.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 [11].

Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain. La formule

$$Q_P = \left[\frac{a \cdot \mu^b}{6(\beta + \delta)} \right]^{\frac{1}{1-bf}} \cdot I^{\left(\frac{b \cdot c}{1-bf} \right)} \cdot C^{\frac{1}{1-bf}} \cdot A^{\frac{bd+1-\varepsilon}{1-bf}} \quad (1.12)$$

Avec :

a et b : Coefficients, permettant de calculer une intensité moyenne maximale correspondant à une période de retour et à une région donnée par un ajustement.

μ : Coefficient qui dépend de la forme du bassin versant.

δ : Coefficient de proportionnalité entre le volume stocké et le débit de pointe.

β : Coefficient < 1 , tenant compte de la répartition dans le temps des intensités et du mode de transformation de la pluie en débit.

ε : Coefficient qui mesure l'abattement spatial de la pluie.

c, d et f : Coefficients permettant le calcul du coefficient de ruissellement.

Les valeurs des coefficients ci-avant sont : $\mu=0.5$ $c=-0.41$, $d=0.507$, $f=-0.287$ $e=0.05$, $\beta +d=1.1$

Le débit brute ainsi calculé doit être corrigé pour avoir le débit de pointe par un coefficient d'influence m dont la formule est

$$Q = m \cdot Q_p$$

(1.11)

Tel que :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84b}{1-bf}} \quad (1.13)$$

M : Coefficient d'allongement du bassin de surface A et de longueur L donnée par :

$$M = \left(\frac{L}{\sqrt{A}} \right) \quad (1.14)$$

Une étude ultérieure [Des bordes 1984] a montré que cette formule avait un effet correcteur trop prononcé. Nous proposons donc de retenir une formule légèrement différente :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{0.7b} \quad (1.15)$$

Remarque

La valeur de M doit obligatoirement être supérieure à 0.8, valeur qui correspond à un bassin versant en forme de demi-cercle. Ces formules sont établies pour un allongement =2

Ainsi la formule de débit de pointe (corrigé) sera calculée selon la relation (1.11).

a) Limites de la méthode superficielle [12]

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 :

La surface A doit être inférieure à 200 ha ;

La pente du bassin versant doit être comprise entre 0.002 et 0.05 m/m ;

Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1 ;

Coefficient d'allongement du bassin versant M doit être supérieur à 0.8 ;

Bassins versants élémentaires de pente et de coefficient de ruissellement homogène.

b) 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_j , C_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (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 [11].

Tableau I.2: Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants [11].

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j \cdot A_j}{\sum A_j}$	$\left(\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en Parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j \cdot A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j \cdot Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$

I.12.2.2 Méthode rationnelle

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généraliser, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (10 ha)[7].

La méthode est définie sous la forme :

$$Q_p = \alpha \cdot i \cdot C_r \cdot A \quad (1.16)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe de l'hydrogramme en m^3/s ;
- α : Coefficient d'homogénéité se rapportant aux unités ; c'est un coefficient minorateur déterminé d'après la loi de répartition des pluies ;
- C_r : Coefficient de ruissellement dans la limite $0 < C_r < 1$;
- i : Intensité pluviale en $l/s/ha$;
- A : Superficie du bassin en ha.

Remarque :

Cette évaluation reste valable que pour les pluies de durée $t \geq t_c$ où t_c représente le Temps d'écoulement dans le sous bassin.

La méthode rationnelle est fondée sur les hypothèses suivantes :

- ❖ L'intensité de pluie reste constante dans le temps.
- ❖ Les surfaces dites imperméables (rues, toitures,...etc.) sont uniformément répartie sur le bassin.
- ❖ La capacité d'emménagement du sou bassin n'est pas prise en considération.

Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit pluvial issu d'un bassin versant [7].

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

- ❖ La nature du sol ;
- ❖ L'inclinaison du terrain ;
- ❖ Le mode d'occupation du sol ;
- ❖ Densité de population ;
- ❖ La durée de pluie ;
- ❖ L'humidité du sol ;
- ❖ L'humidité de l'air [8].

Le coefficient de ruissellement est fonction principalement de type d'occupation du terrain mais aussi de la nature des sols, de leur degré de saturation en eau, de la pente du terrain. A titre indicatif, des exemples de valeurs extraites de l'ouvrage « le réseau d'assainissement » de régis Bourrier sont porté dans les tableaux ci- après (I.3) et (I.4):

Tableau I.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [9]

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

Tableau I.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [8].

Catégorie d'urbanisation	C_r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Et en fonction des catégories d'urbanisation ce coefficient peut prendre les valeurs suivante : (tableau I.5)

Tableau I.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [9]

Catégorie d'urbanisation	C_r
Habitation très dense	0.90
Habitation dense	0.60-0.70
Habitation moins dense	0.40-0.50
Quartiers résidentiels	0.20-0.30
Square-Garde-Prairie	0.05-0.20

1.13 Conclusion

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer l'évacuation des eaux usées, pluviales et industriels dans des conditions satisfaisantes (pour préserver l'environnement et la santé public).

Au cours de ce chapitre, nous avons analysé les objectifs de l'assainissement. Et nous avons présenté également les différents types des systèmes d'assainissement. Nous avons examiné les différents schémas possibles d'un réseau de collecte, tout en mettant mentionnant les relations utilisées pour l'estimation des différents débits évacués par un réseau de collecte.

Le chapitre deux sera consacré à l'exposition des méthodes de calcul des réseaux de collecte.

Chapitre II

*MÉTHODES DE
DIMENSIONNEMENT DES
RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT*

CHAPITRE II

METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

II.1 Introduction

Dans ce chapitre nous exposerons la méthode actuellement enseignée et utilisée en Algérie pour dimensionner un réseau d'assainissement, caractérisée par l'utilisation d'abaques et graphes, où l'incertitude due à la lecture des différents paramètres hydrauliques est assez remarquable.

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée. Il convient toutefois de remarquer que, sauf pour les très grands ouvrages, les dimensions des canalisations varient d'une manière discontinue compte tenu des diamètres courants de fabrication et qu'il en résultera le plus souvent, de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement, pour un écoulement en charge, selon *Chézy* la vitesse de l'écoulement est donnée par :

$$V = c\sqrt{RI} \quad (2.1)$$

Dans laquelle :

V : la vitesse d'écoulement, en mètres par seconde.

R : le rayon hydraulique moyen (rapport entre la section d'écoulement en m^2 et le périmètre mouillé en M).

I : la pente de l'ouvrage, en mètres par mètre.

C : Coefficient de *Chézy* :

$$C = \frac{87}{1 + \gamma/R} \quad (2.2)$$

γ : Coefficient de Bazin, un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Ce coefficient d'écoulement des eaux d'égout diffère évidemment de

celui utilisé pour les eaux potables. Le charriage de matières solides au sein de l'effluent et au contact des parois augmente les pertes de charge.

Remarque :

Sachant que cette méthode qu'on utilise jusqu'à présent ne permet pas le calcul explicite des différents paramètres hydrauliques recherchés telle que la vitesse et la hauteur de remplissage, ces derniers sont déterminés graphiquement.

II.2 Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto-curage. La pente minimale souhaitable est de 0,003 mètre par mètre.

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

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

II.3 Conditions d'écoulements et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc il est tributaire de la topographie du terrain naturel, la vitesse de cet écoulement ne doit pas être érosive, au même temps il doit assurer l'auto-curage.

Pour l'auto-curage il faut assurer une vitesse minimale de 0,6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit.

Si les conditions d'auto-curage ne sont pas satisfaites il faut prévoir soit la mise en place de chasses automatiques, soit, l'utilisation périodique d'engins du curage.

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

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

Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager du décrochement dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards de chute.

II.4 Réseaux en système séparatif « eaux usées domestiques »

Le diamètre minimum des canalisations sera de 0,30 m, Il se forme une pellicule grasse dans les ouvrages qui améliore les conditions d'écoulement de sorte que le coefficient d'écoulement de *Bazin* peut être pris à 0,25, compte tenu des inégalités dans le réseau et à d'éventuelles intrusions de sable ou de terre. Suivant ces bases, « C » peut être représenté approximativement par l'expression « $70 R^{1/6}$ », ce qui conduit à la formule :

$$V = 70R^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}} \quad (2.3)$$

Où :

R: Rayon hydraulique moyen (*m*).

I: est la pente de l'ouvrage, en mètres par mètre

La forme logarithmique de la formule permet des abaques linéaires donnant en fonction de la pente, la capacité de débit de chaque section usuelle, à pleine section. On adoptera alors la plus petite section dont la capacité d'écoulement est suffisante.

Si le réseau de canalisations est construit avec soin et avec des matériaux judicieusement choisis et très bien entretenu, les débits donnés par la formule ou l'abaque peuvent être majorés de 20%, ce qui correspond sensiblement à prendre $\gamma = 0,16$ pour le coefficient de *Bazin*, corrélativement les pentes correspondant à un même débit peuvent être réduites d'un tiers.

II.5 Réseaux en système séparatif « eaux pluviales »

Le diamètre minimum des canalisations sera de 0,30 m. Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi rugueuses.

Le coefficient de *Bazin* est pris alors à 0,46, de telle sorte que «C» peut être représenté approximativement par l'expression « $60 R^{1/4}$ », ce qui conduit à la formule:

$$V = 60R^{\frac{3}{4}}I^{\frac{1}{2}} \quad (2.4)$$

R : Rayon hydraulique moyen (m).

I : est la pente de l'ouvrage, en mètres par mètre.

Avec un réseau bien entretenu, pourvu de bouches à décantation construit avec des matériaux judicieusement choisis, les débits ainsi calculés pourront être majorés de 20% ce qui correspond sensiblement à la valeur $\gamma = 0,30$ du coefficient de *Bazin* et corrélativement les pentes correspondant à un même débit pourront être réduites d'un tiers.

II.6 Méthode classique ou graphique

II.6.1 Réseaux unitaires

Le calcul sera conduit comme, pour le réseau pluvial en système séparatif, étant donné la faible importance relative du débit des eaux usées par rapport à celui des eaux pluviales.

Toutefois, après décharge des flots d'orage et sous réserve d'un dessablement très soigné, la capacité d'évacuation des émissaires acheminant les débits de temps sec et de petite pluie jusqu'à la station d'épuration pourra être évaluée au moyen des formules afférentes aux réseaux d'eaux usées.

II.6.2 Mode de calcul

La méthode classique repose sur les hypothèses suivantes :

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

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

A partir de l'abaque N°1 (réseau pluvial en système unitaire ou séparatif), et pour les valeurs données des pentes, des diamètres normalisés, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite remplie entièrement.

Les étapes de calcul sont :

1. La détermination des différents débits, le débit moyen journalier et de pointe
2. L'évaluation des débits des eaux pluviales en application de la méthode rationnelle
3. Le calcul des débits transités au niveau de chaque tronçon
4. L'évaluation des rapports des débits rQ

$$r_Q = \frac{Q_r}{Q_{PS}} \quad (2.5)$$

Q_r : Débit réel du tronçon (m³/s) ;

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

5. La détermination des diamètres des conduites en utilisant l'abaque 1 de la figure III.1, $D = f(Q, I)$

Avec : I la Pente de la conduite

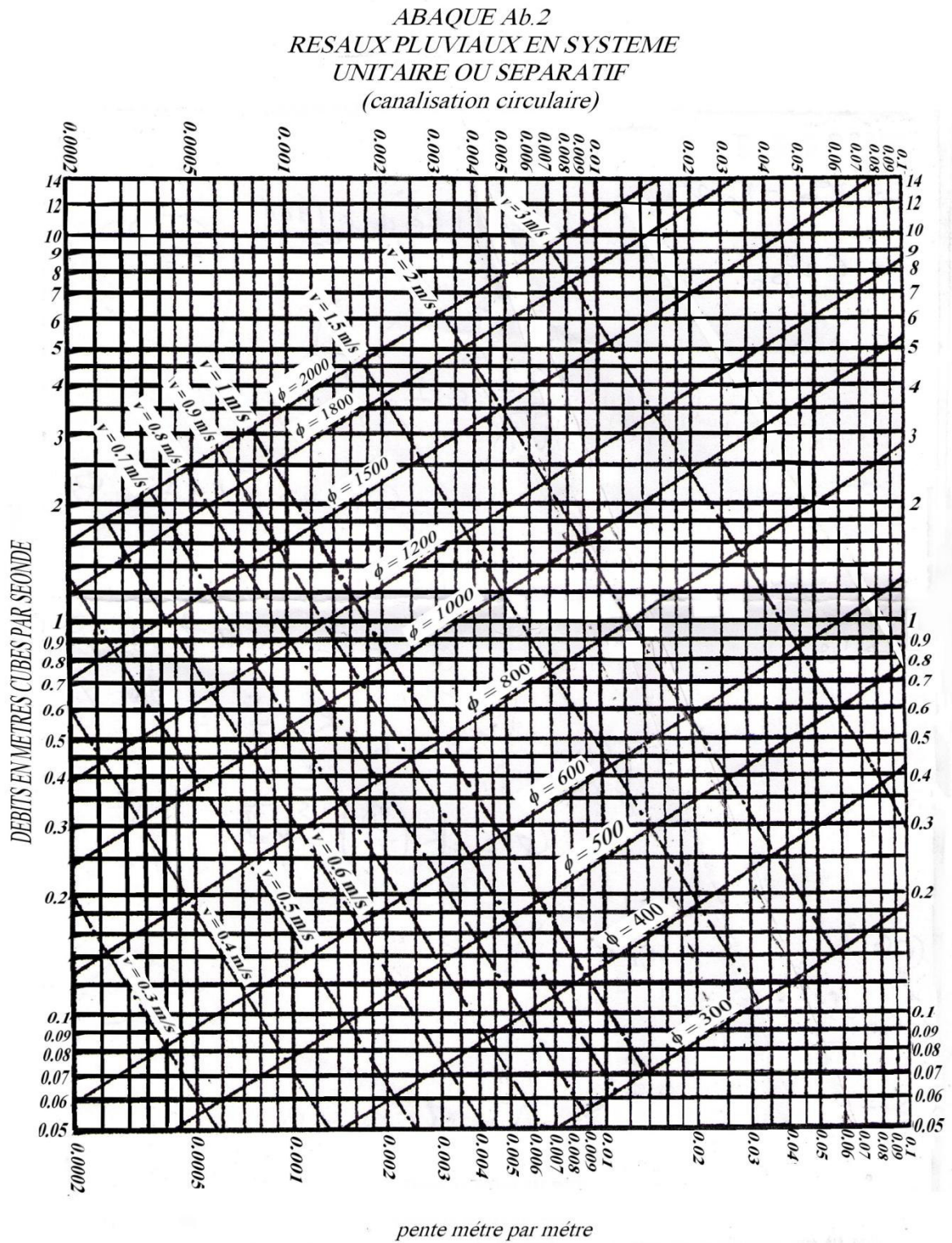
6. La détermination des rapports r_V et r_H en utilisant l'abaque 2 de la figure II.2

r_V et $r_H = f(r_Q)$

7. En fin l'évaluation des deux paramètres les plus importants et qui sont la hauteur de remplissage H

de l'eau dans la conduite et la vitesse réelle V_r de l'écoulement relative à cette hauteur

$$r_H = \frac{H}{D} \Rightarrow H = r_H D \quad \text{et} \quad r_V = \frac{V_r}{V_{PS}} \Rightarrow V_r = r_V V_{PS}$$



La valeur du coefficient de BAZIN a été prise à 0.46, lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20% et les pentes pourront être d'un tiers

Figure II.1 Détermination des diamètres pour des conduites circulaires

II.6.3 Transformation de la courbe des rapports de vitesses et des débits pour différents profondeurs d'eau

Ne connaissant pas l'origine et les bases théoriques sur lesquelles ces courbes ont été tracées, il est paru nécessaire de les reproduire sur EXCEL, pour pouvoir tirer les équations mathématiques se cachant derrière ces courbes et ainsi calculer les différents paramètres hydrauliques nécessaires au dimensionnement d'un réseau d'assainissement.

La figure II.2 est la représentation graphique de l'abaque 2 (variation des rapports des hauteurs de remplissage en fonction des rapports des débits et rapports des vitesses d'après la formule de Bazin). dont les données utilisées pour tracer cette courbe sont regroupées dans le tableau II.1

Tableau II.1 : Données ayant servi à la reproduction de l'abaque 2

Rq, Rh et Rv : rapports des (débits, hauteurs, vitesses)

Rq	Rh	Rv	Rq	Rh	Rv	Rq	Rh	Rv
0,016	0,025	0,1	0,19	0,25	0,69	0,5	0,5	1
0,033	0,05	0,21	0,2	0,26	0,7	0,55	0,52	1,02
0,05	0,07	0,36	0,23	0,28	0,74	0,6	0,54	1,03
0,067	0,1	0,42	0,25	0,3	0,77	0,65	0,57	1,05
0,082	0,12	0,48	0,28	0,33	0,81	0,70	0,606	1,07
0,095	0,15	0,53	0,3	0,34	0,83	0,75	0,64	1,1
0,1	0,16	0,54	0,31	0,35	0,84	0,8	0,7	1,12
0,12	0,18	0,57	0,33	0,36	0,85	0,85	0,738	1,13
0,14	0,2	0,6	0,36	0,4	0,9	0,9	0,8	1,14
0,15	0,21	0,62	0,4	0,42	0,92	0,95	0,837	1,14
0,17	0,23	0,66	0,43	0,45	0,95	1	1	1

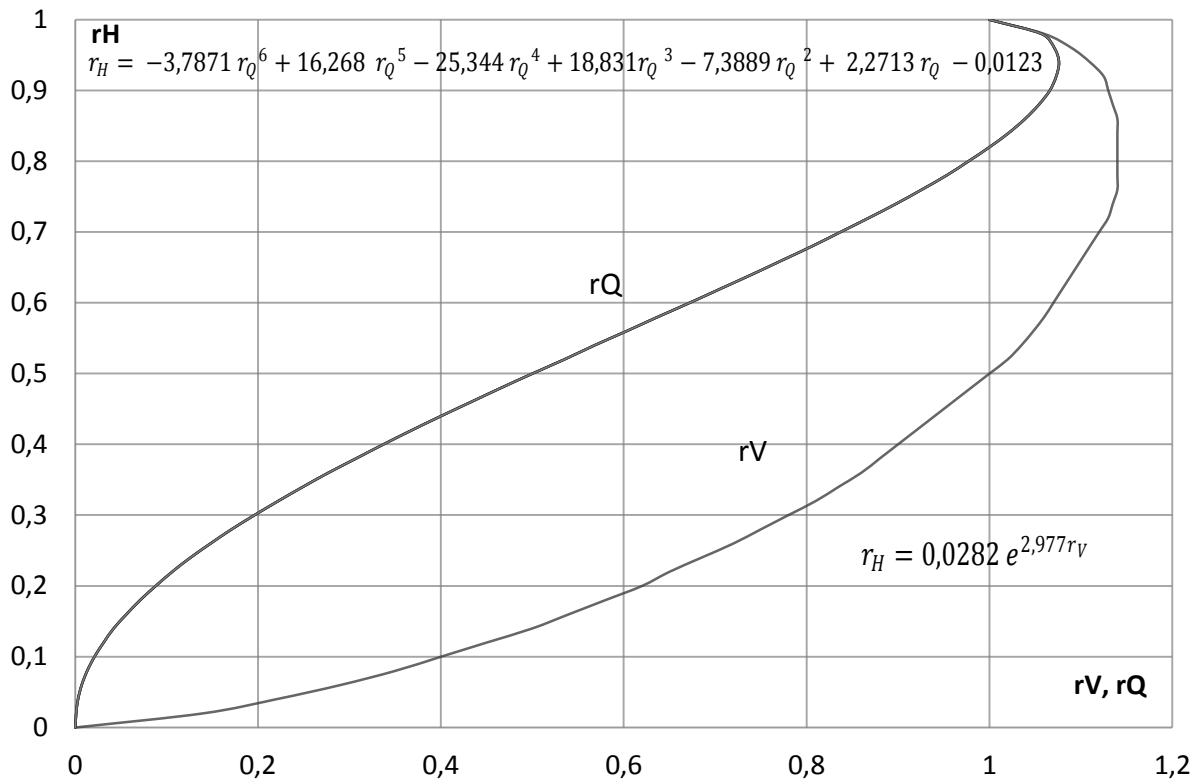


Figure- II.2: variations des débits et des vitesses en fonction du taux de remplissage pour une conduite circulaire (courbe reconstituée). courbes tracées à partir du tableau II.1

D'après les courbes de tendances et avec un très bon coefficient de corrélation $R^2=0,99$ pour les deux courbes on a pu obtenir :

- La relation liant les rapports des hauteurs r_H et le rapport des débits r_Q est de la forme :

$$r_H = -3,7871 r_Q^6 + 16,268 r_Q^5 - 25,344 r_Q^4 + 18,831 r_Q^3 - 7,3889 r_Q^2 + 2,2713 r_Q - 0,0123 \quad (2.6)$$

- La relation liant le rapport des vitesses r_V au rapport des hauteurs de remplissage r_H est de la forme :

$$r_V = \ln(r_H/0,0282)/2,977 \quad (2.7)$$

Ces deux relations seront utilisées ultérieurement pour le dimensionnement d'un collecteur d'assainissement.

II.7 Méthode basée sur les relations du modèles rugueux de référence MMR.

a) Cas du coefficient de Chézy constant

Rappelons que l'objectif du calcul est de déterminer pour chaque tronçon explicitement et sans recours à un procédé graphique ce qui suit :

- Diamètre de chaque conduite formant le réseau
- La hauteur de remplissage pour chaque conduite
- La vitesse réelle de l'écoulement
- Et en fin de vérifier les conditions d'autocurage

Les relations utilisées pour le dimensionnement de ce réseau de collecte conformément aux données du tableau II.1 sont celles exposées au chapitre deux et dont les étapes préconisées pour le cas où le coefficient de Chézy est variable constant, sont :

1. Calcul du diamètre D pour un écoulement en charge c'est à dire l'application de la relation suivante (Achour, Bedjaoui 2006, 2010)

$$D = \psi \bar{D} \quad (2.8)$$

Avec :

$$\bar{D} = (2\pi^2)^{-1/5} \left[\frac{Q^2}{gJ} \right]^{1/5}, \quad \bar{R} = (2048/\pi^3)^{1/5} \frac{(gJQ^3)^{1/5}}{\nu}, \quad \text{et } \psi = 1,35 \left[-\log \left(\frac{\varepsilon/\bar{D}}{4,75} + \frac{8,5}{\bar{R}} \right) \right]^{-2/5}$$

On adopte un diamètre supérieur pour assurer un écoulement à surface libre $DN > D$

2. Evaluation du coefficient de Chézy selon la relation de Chézy pour un écoulement en charge

$$C = KR^{1/6} = 70 R^{1/6} = 70 \left(\frac{D}{4} \right)^{1/6} \quad (2.9)$$

3. Calcul de la conductivité relative Q^* :

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{C^2 i D^5}} \quad (2.10)$$

Q : Débit réel à évacuer (m3/s)

4. Calcul du taux de remplissage η :

$$\eta = \frac{11}{5\pi} \sin^{-1} (1.525 * (Q^*)^{0,52}) \quad (2.11)$$

Pour : $0,0225 \leq Q^* \leq 0,392$

Ou bien

$$\eta = \frac{11}{5\pi} \cdot \text{Sin}^{-1} \left(0,962 * \left(\frac{Q}{Q_{max}} \right)^{0,52} \right) \quad (2.12)$$

Pour : $0,0546 \leq Q/Q_{max} \leq 0,95$, le Q_{max} représente le débit à pleine section

5. Calcul de la hauteur de remplissage h_r sera donc: $h_r = \eta * D$

6. Calcul du Rayon hydraulique correspondant à h_r car nous avons un écoulement à surface libre

$$R_h = \varphi(\eta) \frac{DN}{4} \quad \text{et} \quad \varphi(\eta) = 1 - \frac{2(1-2\eta)\sqrt{\eta(1-\eta)}}{\cos^{-1}((1-2\eta))}$$

7. La vitesse réelle de l'écoulement pour $C, h, R_h, DN, \eta, Q_r, J$ et v est :

$$V_r = C \sqrt{R_h i} \quad (2.13)$$

Ou bien

$$V_r = 4 \sqrt{2gR_h I} \log \left(\frac{\epsilon}{14,8R_h} + \frac{10,04}{\bar{R}} \right) \quad (2.14)$$

Avec :

$$\bar{R} = 32\sqrt{2} \frac{\sqrt{gIRh^3}}{\vartheta} \quad (2.15)$$

Remarque

Pour se trouver dans les mêmes conditions du problème, le passage du coefficient de Strickler K utilisé dans les relations de l'instruction 1977 en rugosité absolue ϵ a été fait en application de la relation de Hager (1987) pour le régime turbulent rugueux

En tenant compte de la relation (Hager, 1986): $\frac{K \epsilon^{1/6}}{8,2\sqrt{g}} = 1 \rightarrow \epsilon = \left(\frac{8,2\sqrt{g}}{K} \right)^6$

Donc pour $K = 70$ la rugosité absolue $\epsilon = 0,00521$ mm qui est une valeur très proches des valeurs théoriques pour les conduites en PRV et c'est cette valeur qui sera utilisée pour l'application des relations de la nouvelle méthode.

b) Cas du coefficient de Chézy variable

Rappelons que l'objectif du calcul est de déterminer pour chaque tronçon explicitement et sans recours à un procédé graphique ce qui suit :

- Diamètre de chaque conduite formant le réseau
- La hauteur de remplissage pour chaque conduite
- La vitesse réelle de l'écoulement
- Et en fin de vérifier les conditions d'autocurage

Les relations utilisées pour le dimensionnement de ce réseau de collecte conformément aux données du tableau III.1 sont celles exposées au chapitre deux et dont les étapes préconisées pour le cas où le coefficient de Chézy est variable sont :

1. Supposition d'un taux de remplissage de $\eta = 0.65$ qui est la valeur pour un dimensionnement optimale et économique
2. Calcul des fonctions $\sigma(\eta)$ et $\varphi(\eta)$ selon les relations (2.17) et (2.17)

$$\sigma(\eta) = \cos^{-1}(1 - 2\eta) \quad (2.16)$$

$$\varphi(\eta) = 1 - \frac{2(1 - 2\eta)\sqrt{\eta(1 - \eta)}}{\cos^{-1}(1 - 2\eta)} \quad (2.17)$$

3. Calcul du diamètre du modèle rugueux de référence est, selon la relation (2.18) :

$$\bar{D} = [\sqrt{2}\sigma(\eta)]^{-0,4} [\varphi(\eta)]^{-0,6} \left(\frac{Q}{\sqrt{gi}}\right)^{0,4} \quad (2.18)$$

Ceci permet de déduire le nombre de Reynolds à pleine section, selon la relation (2.19) :

$$\bar{R}_p = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{gi}\bar{D}^3}{\nu} \quad (2.19)$$

4. Ainsi, selon la relation (2.20), le coefficient de résistance à l'écoulement C de Chézy est :

$$C = -5,343\sqrt{g} \log\left(\frac{\frac{\varepsilon}{\bar{D}}}{4,75\varphi(\eta)} + \frac{8,5}{\bar{R}_p[\varphi(\eta)]^{\frac{3}{2}}}\right) \quad (2.20)$$

5. La relation (2.21) permet de déduire que le diamètre D de la conduite qui est :

$$D = [0,125\sigma(\eta)]^{-0,4}[\varphi(\eta)]^{-0,6} \left(\frac{Q}{C\sqrt{i}}\right)^{0,4} \quad (2.21)$$

Pour ce diamètre, le nombre de *Reynolds* R_p pour une conduite en charge est, en vertu de la relation (2.22) :

$$R_p = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{giD^3}}{\nu} \quad (2.22)$$

6. La rugosité relative est : ε/D

7. Par suite, le taux de remplissage η pour le diamètre normalisé de la conduite est :

$$\eta = \frac{11}{5\pi} \sin^{-1} \left[0,953 \left(\frac{Q}{Q_{max}} \right)^{0,495} \right] \quad (2.23)$$

8. La profondeur normale y_n ou hauteur de remplissage h recherchée est donc : $h = y_n = \eta D$

9. Cette étape vise à calculer la vitesse réelle de l'écoulement pour le diamètre D ainsi adopté,

10. Les fonctions $\sigma(\eta)$ et $\varphi(\eta)$ par les relations (2.16) et (2.17) respectivement, pour la nouvelle valeur calculée de η à l'étape 7 pour le diamètre adopté:

$$\sigma(\eta) = \cos^{-1}(1 - 2\eta) \quad \text{et} \quad \varphi(\eta) = 1 - \frac{2(1 - 2\eta)\sqrt{\eta(1 - \eta)}}{\cos^{-1}(1 - 2\eta)}$$

• L'aire de la section mouillée A par la relation (2.24), soit :

$$A = \frac{D^2}{4} \sigma(\eta) \varphi(\eta) \quad (2.24)$$

• Le rayon hydraulique R_h par la relation (2.25), soit :

$$R_h = \frac{D}{4} \sigma(\eta) \varphi(\eta) \quad (2.25)$$

• Le nombre de *Reynolds* R par la relation (2.26), soit :

$$R = 32\sqrt{2} \frac{\sqrt{giR_h^3}}{\nu} \quad (2.26)$$

Ainsi, la vitesse réelle de l'écoulement est V_r sera (2.27):

$$V_r = C\sqrt{IR_h} = -5,343\sqrt{IR_h g} \log \left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{4,75\varphi(\eta)} + \frac{8,5}{R_p[\varphi(\eta)]^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (2.27)$$

Ou bien : $V = \frac{Q}{A}$

11. La vitesse d'auto-curage est

$$V_{ps} = 0.6 * C \sqrt{IR_h} == -3,206 \sqrt{IR_h g} \log \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{8,5}{R} \right) \quad (2.28)$$

Avec : $R_h = D/4$

II.8 Conclusion

L'objectif d'un calcul d'un réseau de collecte se traduit par la détermination de ses caractéristiques géométriques et hydrauliques qui sont essentiellement les débits, les diamètres, les hauteurs de remplissage, la vitesse réelle de l'écoulement et en fin la vérification de la capacité » de ce réseau sur l'auto-curage.

Dans ce chapitre nous avons exposé deux méthodes qui sont l'instruction de 1977 sous son aspect graphique et la nouvelle méthode initiée par Achour pour les écoulements à surface libre que nous l'avons adopté pour le calcul des réseaux de collecte.

On reproche à l'instruction de 1977 son recours à l'utilisation de deux relations en fonction du type de système d'évacuation (séparatif ou unitaire) et non pas l'utilisation d'une seule relation générale, de même on la reproche également la difficulté pour le choix du coefficient de *Strickler* dont les valeurs adoptées sont des valeurs théoriques données par des tables dans la littérature et qui diffèrent des valeurs données par des laboratoires pour un même matériau de canalisation.

L'instruction de 1977 considère que le coefficient de Chézy est constant alors qu'il est fonction du rayon hydraulique d'om on ne peut prendre un coefficient C constant pour l'ensemble du réseau et qui doit être calculé, le calcul de ce dernier ce fait en fonction du coefficient de *Strickler* et du rayon hydraulique $K_s R^{1/6}$, ce coefficient est bien constant pour une conduite en charge ou $R_h = D/4$ et ne l'est pas pour une conduite) surface libre. C'est pour cela que la nouvelle méthode utilisant les relations de la méthode du modèle rugueux de référence propose une relation donnant le coefficient de *Chézy* en fonction non pas de deux paramètres (Ks et Rh) mais en fonction de tous les paramètres gouvernant l'écoulement (le coefficient de rugosité ϵ , la viscosité cinématique du liquide, le diamètre de la conduite, le nombre de Reynolds, l'effet de la pesanteur g le paramètre de forme η ou taux de remplissage.

Les étapes proposées pour le calcul du réseau de collecte sont:

- Proposer un taux de remplissage η allant de 60 à 80 % pour optimiser le réseau ;
- Calcul du diamètre D en fonction du paramètre de correction ψ et du diamètre du modèle rugueux de référence \bar{D} , la rugosité absolue de la conduite ε , la viscosité du liquide à évacuer
- Déterminer les paramètres géométriques avec le diamètre calculé et le taux de remplissage proposé et qui sont l'aire ou section mouillée, le périmètre mouillé et le rayon hydraulique.
- En fin calculer explicitement la hauteur normale ou hauteur de remplissage Y_n et la vitesse réelle de l'écoulement V_r .

Chapitre III

*Etude comparative des
méthodes de calcul d'un
réseau d'assainissement*

Chapitre III
Etude comparative des méthodes
de calcul d'un réseau d'assainissement

III.1 Introduction

Le présent chapitre sera consacré à une étude comparative pour le calcul des réseaux d'assainissement, cette comparaison sera faite en abordant un exemple d'application qui sera traité en application de chaque méthode.

Les méthodes proposées sont celles de la méthode graphique, la méthode basée sur les relations du modèle rugueux de référence et méthode de conception pour une haute efficacité de l'écoulement.

III.2 Méthodes de calcul d'un réseau d'assainissement**III.2.1 Méthode graphique**

L'assainissement des agglomérations, au sens où le définit « l'instruction relative à l'assainissement des agglomérations » de 1977 a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. Il est à noter que le document « la ville et son assainissement » édité en juin 2003 par le CERTU à vocation à remplacer « l'instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations » de 1977.

L'objectif du calcul d'un réseau de l'assainissement est la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations formant le réseau de l'assainissement n'est-à-dire le diamètre D (m), le taux de remplissage η , la vitesse de l'écoulement v (m/s) et les rapports des débits et des vitesses en les abaquant, puis la vérification de la condition du auto-curage au niveau de chaque tronçon pour dire que le calcul est acceptable ou non.

Ce calcul ne peut se faire qu'après avoir évalué les débits d'eaux usées et pluvial d'être évacuer par chaque tronçon et cela après avoir estimé les différents besoins en eau de l'agglomération urbaine (population, industrie, équipements, etc....) et estimé les débits des eaux pluvial pour calculer le débits de pointe

III.2.2 Etapes de calcul de la méthode graphique modifiée

Le calcul d'un diamètre pour chaque conduite selon la relation (3.1) $D_{cal} =$

$$\left(\frac{n \cdot Q}{0.03117 \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (3.1)$$

On choisit le diamètre normal D_n

$$D_n > D_{cal} \quad (3.2)$$

On calcule le débit à pleine section et la vitesse à pleine section par les l'équation suivantes :

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{n} Q \sqrt{I} D_n^{8/3} \quad (3.3)$$

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} \quad (3.4)$$

On calcule le rapport des débits par la relation (3.5) :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (3.5)$$

On calcule le rapport des vitesses par la relation (3.6) :

$$r_v = -25,63 \cdot r_Q^6 + 93,647 \cdot r_Q^5 - 134,25 \cdot r_Q^4 + 95,24 \cdot r_Q^3 - 35,151 \cdot r_Q^2 + 7,0395 \cdot r_Q + 0,2263 \quad (3.6)$$

On calcule les rapport hauteurs par la relation (3.7):

$$r_h = -11,423 \cdot r_Q^6 + 40,641 \cdot r_Q^5 - 55,497 \cdot r_Q^4 + 37,115 \cdot r_Q^3 - 12,857 \cdot r_Q^2 + 2,8373 \cdot r_Q + 0,0359 \quad (3.7)$$

On calcule les vitesses réelles par la relation (3.8) :

$$V_r = V_{ps} \cdot r_v \quad (3.8)$$

On calcule le taux de remplissage par la relation :

$$H = D_n \cdot r_h \quad (3.9)$$

On calcule les vitesses auto-curage par la relation :

$$V_{auto} = 0.55 \cdot V_{ps} \quad (3.10)$$

Dans les relations précédentes :

D_n : Diamètre géométrique des conduites (m) ;

D_{cal} : Diamètre calculé (m) ;

I : La pente (m/m) ;

Q ; Débit Volume véhiculé par chaque conduite (m³/s) ;

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

n ou ε : Rugosité absolue de la paroi interne des conduites (mm ou m) ;

ν : Viscosité cinématique du liquide (eau) m².s⁻¹ ;

V_r : La vitesse réelle (m/s) ;

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

V_{auto} : La vitesse auto-curage (m/s) ;

H : Le taux de remplissage (m) ;

r_Q : Le rapport des débits ;

r_v : Le rapport des vitesses ;

r_H : Le rapport des hauteurs ;

III.2.3 Exemple d'application

Soit à dimensionner un réseau d'assainissement en système unitaire (figure III.1) sachant que l'intensité de pluie pour une période de retour est de 40 l/s/ha et que le coefficient de ruissèlement est $Cr = 0.5$. Les paramètres de chaque tronçon sont la surface drainée, les côtes du terrain, la longueur.

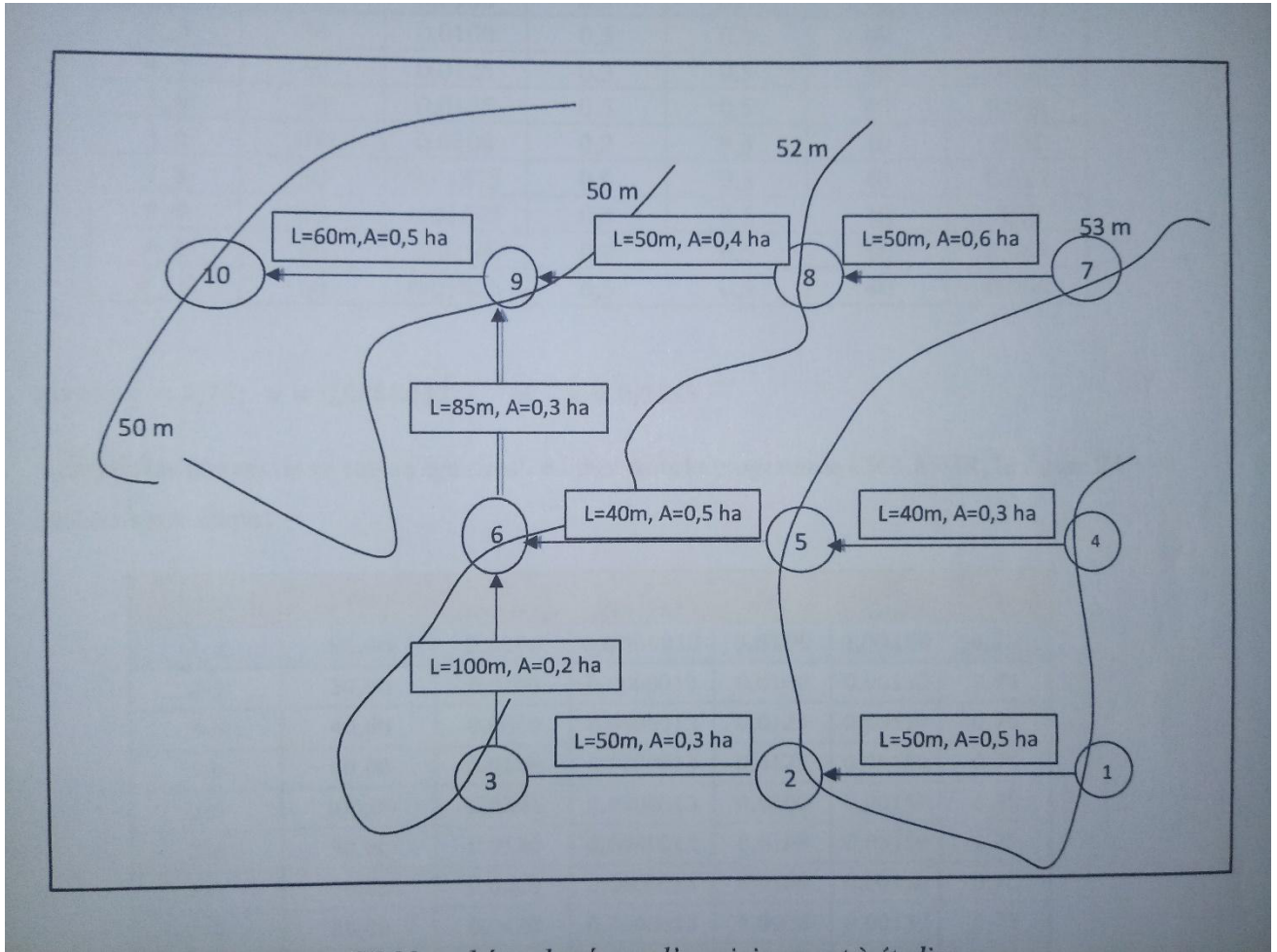


Figure III.1 : Schéma du Réseau D'assainissement à étudié

Les paramètres de ce réseau sont portés dans le tableau III.1.

Tableau III.1 : Paramètres géométrique et hydrauliques du réseau étudié

Tronçons	L(m)	I	A(ha)	Cr	i(l/s/ha)	Qr(m3/s)
1_2	50	0,01	0,5	0,5	40	0,01
2_3	50	0,01	0,3	0,5	40	0,016
4_5	40	0,0125	0,3	0,5	40	0,006
5_6	40	0,0125	0,5	0,5	40	0,016
3_6	100	0,0108	0,2	0,5	40	0,02
7_8	50	0,0188	0,6	0,5	40	0,012
8_9	50	0,0188	0,4	0,5	40	0,02
6_9	85	0,0108	0,2	0,5	40	0,042
9_10	60	0,0188	0,5	0,5	40	0,066

Les résultats du calcul du réseau de la figure III.1 sont portés dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Calcul du réseau d'assainissement par la méthode graphique

Tronçons	L(m)	I	Qr(m3/s)	$\epsilon(m)$	Dcal(m)	Dn(m)	Qps(m/s)
1_2	50	0,01	0,01	0,0015	0,135	0,3	0,084
2_3	50	0,01	0,016	0,0015	0,161	0,3	0,084
4_5	40	0,0125	0,006	0,0015	0,107	0,3	0,094
5_6	40	0,0125	0,016	0,0015	0,155	0,3	0,094
3_6	100	0,0108	0,02	0,0015	0,173	0,3	0,087
7_8	50	0,0188	0,012	0,0015	0,129	0,3	0,115
8_9	50	0,0188	0,02	0,0015	0,156	0,3	0,115
6_9	85	0,0108	0,042	0,0015	0,228	0,3	0,087
9_10	60	0,0188	0,066	0,0015	0,244	0,3	0,115

Suite Tableau III.2

Tronçons	RQ	RH	Rv	Vps(m/s)	Vr(m/s)	H(m)	Vaut(m/s)
1_2	0,12	0,24	0,7	1,19	0,83	0,07	0,65
2_3	0,19	0,3	0,8	1,19	0,94	0,09	0,65
4_5	0,06	0,17	0,56	1,33	0,74	0,05	0,73
5_6	0,17	0,29	0,78	1,33	1,03	0,09	0,73
3_6	0,23	0,33	0,82	1,23	1,02	0,1	0,68
7_8	0,1	0,23	0,67	1,63	1,09	0,07	0,89
8_9	0,17	0,29	0,78	1,63	1,27	0,09	0,89
6_9	0,48	0,49	0,99	1,23	1,22	0,15	0,68
9_10	0,57	0,55	1,04	1,63	1,7	0,16	0,89

Nous remarquons que toutes les vitesses sont au-dessus de ans la gamme de 0.5 m/s ce qui assure un bon auto-curage des conduites.

III.3 Méthode basée sur les relations du modèle rugueux de référence MMR

La méthode du modèle rugueux de référence appliquée au calcul des conduites à surface libre en régime turbulent rugueux, rappelons que cette méthode est élaborée par le professeur Achour en 2006. Dans cette partie on ne s'intéresse pas à l'exposition intégrale de cette méthode mais plutôt à son utilisation pour dimensionnement des réseaux de collecte usées domestiques et pluviales en considérant les deux cas valeurs du coefficient de Chézy constant et variable.

III.3.1 Etapes de calcul proposées

III.3.1.1 Cas où coefficient de résistance de Chézy C est variable

1- Calcul des fonctions $\sigma(\eta)$ et $\varphi(\eta)$ pour les données du problème et selon les relations suivantes :

$$\sigma(\eta) = \cos^{-1}(1 - 2\eta) \quad (3.11)$$

$$\varphi(\eta) = 1 - \frac{2(1 - 2\eta)\sqrt{\eta(1 - \eta)}}{\cos^{-1}(1 - 2\eta)} \quad (3.12)$$

2- Le diamètre du rugueux de référence est, selon la relation suivante :

$$\bar{D} = [\sqrt{2}\sigma(\eta)]^{-0.4} [\varphi(\eta)]^{-0.6} \left(\frac{Q}{\sqrt{gi}} \right)^{0.4} \quad (3.13)$$

3- Ceci permet de déduire le nombre de Reynolds à pleine section, selon la relation suivante :

$$\bar{R}_p = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{gi\bar{D}^3}}{\nu} \quad (3.14)$$

4- Ainsi, la relation suivante permet d'obtenir le coefficient de résistance à l'écoulement C de Chézy :

$$C = -5.343 \sqrt{g \log \left(\frac{\varepsilon/\bar{D}}{4.75\varphi(\eta)} + \frac{8.5}{\bar{R}_p[\varphi(\eta)]^{3/2}} \right)} \quad (3.15)$$

5- La relation suivante permet de déduire que le diamètre D de la conduite est :

$$D = [0.125\sigma(\eta)]^{-0.4} [\varphi(\eta)]^{-0.6} \left(\frac{Q}{C\sqrt{i}} \right)^{0.4} \quad (3.16)$$

Pour ce diamètre, le nombre de Reynolds R_p est en vertu de la relation suivante

$$R_p = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{giD^3}}{\nu} \quad (3.17)$$

6- Ainsi le débit maximal Q_{max} ou débit à pleine section serait, selon la relation :

$$Q_{max} = -2.332\sqrt{giD^5} \log \left(\frac{\varepsilon/D}{4.28} + \frac{8.07}{R_p} \right) \quad (3.18)$$

7- Par suite, le taux de remplissage η de la conduite est :

$$\eta = \frac{11}{5\pi} \sin^{-1} \left[0.953 \left(\frac{Q}{Q_{max}} \right)^{0.495} \right] \quad (3.20)$$

La profondeur normale y_n recherchée est donc : $y_n = \eta D$

8- Cette étape vise à vérifier les calculs en déterminant, pour le diamètre D ainsi adopté, le débit volume Q par la formule générale :

$$Q = -4\sqrt{2gA\sqrt{R_h}I} \log \left(\frac{\varepsilon}{14.8R_h} + \frac{10.04}{R_p} \right) \quad (3.21)$$

Pour cela, évaluons :

- Les fonctions $\sigma(\eta)$ et $\varphi(\eta)$ pour la nouvelle valeur calculée de η :

$$\sigma(\eta) = \cos^{-1}(1 - 2\eta) \quad (3.22)$$

$$\varphi(\eta) = 1 - \frac{2(1 - 2\eta)\sqrt{\eta(1 - \eta)}}{\cos^{-1}(1 - 2\eta)} \quad (3.23)$$

- L'aire de la section mouillée A par suite :

$$A = \frac{D^2}{4} \sigma(\eta)\varphi(\eta) \quad (3.24)$$

Le rayon hydraulique R_h par la relation suivante :

$$R_h = \frac{D}{4} \sigma(\eta)\varphi(\eta) \quad (3.25)$$

- Le nombre de Reynolds sera :

$$R = 32\sqrt{2} \frac{\sqrt{giD^3}}{\nu} \quad (3.26)$$

- Ainsi le débit volume Q serait égal, selon la formule générale, à :

$$Q = -4\sqrt{2g}A\sqrt{R_h I} \log\left(\frac{\varepsilon}{14.8R_h} + \frac{10.04}{R_p}\right) \quad (3.27)$$

- La vitesse moyenne V est donc :

$$V_r = C\sqrt{IR_h} = -4\sqrt{2IR_h g} \log\left(\frac{\varepsilon}{14.8R_h} + \frac{10.04}{R_p}\right) \quad (3.28)$$

- 9- Déterminons la vitesse maximale V_{max} par :

$$V_{max} = -3.12\sqrt{giD} \log\left(\frac{\varepsilon}{4.504} + \frac{7.476}{R_p}\right) > 0.2m/s \quad (3.29)$$

- 10- Vérification de la vitesse d'autocurage selon la relation :

$$V_{aut} = 0.6C\sqrt{IR_h} = -3.206\sqrt{IR_hg} \log\left(\frac{\varepsilon}{3.7/D} + \frac{8.5}{R_p}\right) \quad (3.30)$$

- En fin avec le diamètre D, le débit Q, la rugosité absolue ε de la conduite et la viscosité cinématique ν du liquide qui sont connus, la vérification des conditions autocurage peut faire l'objet d'une validation des résultats obtenus.

III.3.2 Exemple d'application

Reprenons les mêmes données de l'application précédente et essayons de calculer ce réseau pour le cas où coefficient de résistance de Chézy C est variable et en se référant aux mêmes données et résultats où le calcul a été fait par le biais de la méthode *graphique*. Les étapes de calcul sont celles décrites au paragraphe précédent III.3.2.

Les résultats obtenus sont portés dans le tableau III.3

Tableau III.3 : Calcul hydraulique en application de la méthode du modèle rugueux de référence

Tronçons	L(m)	I	Qr (m3/s)	ν(m²/s)	ε(m)	η
1_2	50	0,01	0,01	0,0000013	0,0015	0,75
2_3	50	0,01	0,016	0,0000013	0,0015	0,75
4_5	40	0,0125	0,006	0,0000013	0,0015	0,75
5_6	40	0,0125	0,016	0,0000013	0,0015	0,75
3_6	100	0,0108	0,02	0,0000013	0,0015	0,75
7_8	50	0,0188	0,012	0,0000013	0,0015	0,75
8_9	50	0,0188	0,02	0,0000013	0,0015	0,75
6_9	85	0,0108	0,042	0,0000013	0,0015	0,75
9_10	60	0,0188	0,066	0,0000013	0,0015	0,75

Tableau III.3 (Suite) :

T	$\sigma(\eta)$	$\varphi(\eta)$	\bar{D} (m)	\bar{R}_p	C (m ^{0,5/s})	Dc (m)
1_2	2,0943951	1,20674834	0,14590384	75956,7255	42,995596	0,13504327
2_3	2,0943951	1,20674834	0,1760819	100702,03	44,3823999	0,16091858
4_5	2,0943951	1,20674834	0,11374838	58457,3315	41,1832523	0,10711068
5_6	2,0943951	1,20674834	0,16839637	105298,025	44,075805	0,1543222
3_6	2,0943951	1,20674834	0,18958064	116914,663	44,9343428	0,17240046
7_8	2,0943951	1,20674834	0,13832722	96140,5387	42,6653666	0,12842609
8_9	2,0943951	1,20674834	0,16968645	130621,841	44,1671048	0,1553758
6_9	2,0943951	1,20674834	0,2550831	182473,818	47,1179166	0,22760566
9_10	2,0943951	1,20674834	0,27356009	267377,073	47,6710866	0,24295537

Tableau III.3 (Suite) :

T	Dn (m)	Dint (m)	Rp	Q _{max} (m ³ /s)	Yn (m)	η (Yn/Dint)
1_2	0,315	0,303	227316,041	0,10791886	0,06325437	0,20876029
2_3	0,315	0,303	227316,041	0,10791886	0,0805676	0,26589967
4_5	0,315	0,303	254147,06	0,12071339	0,04614987	0,15230981
5_6	0,315	0,303	254147,06	0,12071339	0,07601865	0,25088664
3_6	0,315	0,303	236233,759	0,11217131	0,08872901	0,29283501
7_8	0,315	0,303	311680,052	0,14814878	0,05906711	0,19494094
8_9	0,315	0,303	311680,052	0,14814878	0,07674383	0,25327998
6_9	0,315	0,303	236233,759	0,11217131	0,13292384	0,43869255
9_10	0,315	0,303	311680,052	0,14814878	0,14706792	0,48537269

Tableau III.4 : vérifier les conditions autocurage

T	$\sigma(\eta)$	$\varphi(\eta)$	A (m ²)	Vr (m/s)	Vmax (m/s)	Vaut (m/s)
1_2	0,94902067	0,5011007	0,01091506	0,91616575	1,584764	0,78452005
2_3	1,08354298	0,61818545	0,01537412	1,04071016	1,584764	0,78681832
4_5	0,80184724	0,37677724	0,00693428	0,86526609	1,77262235	0,87405485
5_6	1,04924394	0,58828842	0,01416746	1,12934842	1,77262235	0,88003766
3_6	1,14358983	0,67025521	0,01759283	1,13682665	1,64720147	0,81871628
7_8	0,91458666	0,47145198	0,00989664	1,21253325	2,17544776	1,07836822
8_9	1,05475592	0,59309621	0,01435828	1,39292461	2,17544776	1,08108325
6_9	1,44787209	0,91595274	0,03043887	1,37981468	1,64720147	0,82104755
9_10	1,54153753	0,98103056	0,03471058	1,9014374	2,17544776	1,08503425

Tableau III.5 : Résultats du calcul hydraulique en application de la méthode du modèle rugueux de référence

T	Dc (m)	Dint (m)	Q _{max} (m ³ /s)	(γ_n /Dint)	γ_n	Vr (m/s)	Vmax (m/s)	Vaut (m/s)
1_2	0,135	0,303	0,108	0,21	0,06	0,92	1,58	0,78
2_3	0,161	0,303	0,108	0,27	0,08	1,04	1,58	0,79
4_5	0,107	0,303	0,121	0,15	0,05	0,87	1,77	0,87
5_6	0,154	0,303	0,121	0,25	0,08	1,13	1,77	0,88
3_6	0,172	0,303	0,112	0,29	0,09	1,14	1,65	0,82
7_8	0,128	0,303	0,148	0,19	0,06	1,21	2,17	1,08
8_9	0,155	0,303	0,148	0,25	0,08	1,39	2,17	1,08
6_9	0,228	0,303	0,112	0,44	0,13	1,38	1,65	0,82
9_10	0,243	0,303	0,148	0,49	0,15	1,9	2,17	1,08

Tableau III.6 : Comparaisons des Résultats obtenus

Selon Méthode graphique

T	Dcal(m)	Dn(m)	Qps(m/s)	RH	H(m)	Vr(m/s)	Vps(m/s)	Vaut(m/s)
1_2	0,135	0,3	0,084	0,24	0,07	0,83	1,19	0,65
2_3	0,161	0,3	0,084	0,3	0,09	0,94	1,19	0,65
4_5	0,107	0,3	0,094	0,17	0,05	0,74	1,33	0,73
5_6	0,155	0,3	0,094	0,29	0,09	1,03	1,33	0,73
3_6	0,173	0,3	0,087	0,33	0,1	1,02	1,23	0,68
7_8	0,129	0,3	0,115	0,23	0,07	1,09	1,63	0,89
8_9	0,156	0,3	0,115	0,29	0,09	1,27	1,63	0,89
6_9	0,228	0,3	0,087	0,49	0,15	1,22	1,23	0,68
9_10	0,244	0,3	0,115	0,55	0,16	1,7	1,63	0,89

Tableau III.6 (suite) :

Selon MMR

T	Dc (m)	Dint (m)	Q _{max} (m ³ /s)	(γ_n /Dint)	γ_n	Vr (m/s)	Vmax (m/s)	Vaut (m/s)
1_2	0,135	0,303	0,108	0,21	0,06	0,92	1,58	0,78
2_3	0,161	0,303	0,108	0,27	0,08	1,04	1,58	0,79
4_5	0,107	0,303	0,121	0,15	0,05	0,87	1,77	0,87
5_6	0,154	0,303	0,121	0,25	0,08	1,13	1,77	0,88
3_6	0,172	0,303	0,112	0,29	0,09	1,14	1,65	0,82
7_8	0,128	0,303	0,148	0,19	0,06	1,21	2,17	1,08
8_9	0,155	0,303	0,148	0,25	0,08	1,39	2,17	1,08
6_9	0,228	0,303	0,112	0,44	0,13	1,38	1,65	0,82
9_10	0,243	0,303	0,148	0,49	0,15	1,9	2,17	1,08

III.4 Discussion des résultats obtenus

Selon les résultats, nous remarquons que :

- La méthode graphique est imprécise avec la possibilité d'erreurs manuelles où le risque de précession est prépondérant cela demande du temps et de la concentration par rapport à la méthode basée sur les relations du modèle rugueux de référencé.

- Avec la méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR nous pouvons connaître le taux de remplissage prédéfini avant le calcul, ce qui est très important pour la rentabilité de la réalisation du projet.
- En termes de données la méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR nécessite la connaissance de plus de données
- Les abaques sont dressés sur la base de relation différentes et non pas par une relation unique quel que soit le système étudié (séparatif ou unitaire), valable quel que soit le système d'assainissement utilisé

III.5 Conclusion

Nous avons exposé ci-dessus les différentes méthodes utilisées pour le calcul des réseaux d'assainissement en particulier celle de la méthode graphique et la méthode basée sur les relations du modèle rugueux de référence MMR.

La méthode graphique a donné les grandes lignes, nous ayant apporté, au début, quelques déboires, sinon dans sa sureté, du moins dans sa rapidité, nous l'avons étudiée 'plus à fond sur le plan théorique. C'est une méthode graphique où le risque de précession est prépondérant .Les abaques sont dressés sur la base de relation différentes et non pas par une relation unique quel que soit le système étudié (séparatif ou unitaire), valable quel que soit le système d'assainissement utilisé

La méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR ne dépend pas des abaques graphiques qui s'appliquent à l'état des réseaux ou du projet actuels.

Cette dernière méthode offre la possibilité soit de calculer les diamètres des tronçons dans les sections du réseau en connaissance le taux de remplissage prédéfini avant calcul

Conclusion Générale

Cette étude vise à clarifier les problèmes de la méthode graphique par comparaison à la méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR

La méthode graphique a donné les grandes lignes, nous ayant apporté, au début, quelques déboires, sinon dans sa sureté, du moins dans sa rapidité, nous l'avons étudiée 'plus à fond sur le plan théorique. C'est une méthode graphique où le risque de précession est prépondérant.

Les abaques sont dressés sur la base de relations déférentes et non pas par une relation unique quel que soit le système étudié (séparatif ou unitaire), valable quel que soit le système d'assainissement utilisé

La méthode basée sur les relations du modèle de référence MMR ne dépend pas des abaques graphiques qui s'appliquent aux réseaux unitaires ou séparatifs avec les mêmes relations mais en prenant en considération l'effet de la viscosité du liquide pour différencier les systèmes de réseaux (unitaire ou séparatif) et la rugosité de la paroi interne de la conduite.

Cette dernière méthode offre la possibilité soit de calculer les diamètres des tronçons dans les sections du réseau en connaissance le taux de remplissage prédéfini avant calcul

Cette méthode repose sur une proposition au début d'un taux de remplissage des canalisations (écoulement à surface libre) et puis de déterminer le diamètre adéquat assurant ce taux de remplissage, de plus les autres paramètres du réseau d'assainissement seront calculés explicitement avec des relations directes (hauteur de remplissage H , vitesse réelle de l'écoulement v et la vitesse d'auto-curage).

Une autre méthode proposée par Zeghadnia lotfi (2016) n'a pas été utilisé car elle n'est appliquée que pour les très faibles pentes et que nous avons essayé de l'utiliser pour les pentes les plus faibles de l'ordre de 3 pour mille et qu'elle n'a pas aboutie à des résultats acceptables..

*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

[1] Savané M, 2011, P.E.F de Master en hydraulique urbaine « dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'assainissement de M'Sala », Département hydraulique-Université de Tlemcen.

[2] François B , 2006 , Distribution et collecte des eaux , édition : presses international polytechniques .

[3] GHALI S F, 2012 , P.E.F de Master ESA « dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville de Marsat Ben Mhidi », Département hydraulique- Université de Tlemcen.

[4] Bonnin J , 1986 , hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importance , édition : EDF. p 254.

[5] BOCOUM M & DIAUO E.T, 2008, Le drainage des eaux de pluie du Centre International de Commerce et d'Echange du Sénégal (CICES) et de ses environs, mémoire d'ingénieur en Génie civil, Ecole Polytechnique de Thiès (E.P.T).P103.

[6] collectif, 2011, Réseaux d'Assainissement Eaux pluviales , Eaux usées , Edition : Ginger Cated , P138

[7] SATIN M, SELMI B, Bourrier R, 2010 , Guide technique de l'assainissement , édition le Moniteur, France Edition Le Moniteur P 776

[8] Chibane F, 2011, P.E.F de Master ESA « Etude de l'assainissement et de l'A.E.P d'une zone d'extension à TAGNA commune de AIN FEZZA » , Département hydraulique- Université de Tlemcen.

[9] DUPONT A, 2005, Hydraulique urbaine tome I: Captages – Réseaux d'adduction – Réservoirs - Réseaux de distribution – Equipements - Pompes – Petites centrales hydrauliques, Edition Eyrolles..P270

- [10] Agence National d'Aménagement Du Territoire, 1998, PDAU (Plan D'action des Aménagements Urbain et D'embellissement) Remchi, juillet 1998,
- [11] Lamraoui.L, 2009, «Modélisation du réseau d'assainissement unitaire, cas de la ville de Boujaad». Mastère spécialisée en management et ingénierie des services d'eau d'assainissement et déchet (MISEAD).Rabat, Maroc.
- [12] Julien.W, 2009, «Requalification du centre-ville de Lure». Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme ingénieur en génie civil, INSA de Strasbourg.
- [13] ACHOUR.B , (2013) 'part2 ; Ecoulement uniforme à surface libre dans une conduit de forme circulaire' ,Ed. El-djazair,Alger
- [14] ACHOUR.B. Calcul des conduites et canaux par la MMR – conduites et canaux en charge,Laryss Eddition Capitale, Tome 1, 2007 610p.
- [15] ACHOUR.B., BEDJAOUI A. Discussion. Exact solutions for Normal Depth, by Parbatha K. Swamee and Pushpa N. Rathie, J.Hydraul.Res, Vol.44, n 5, 715-717, 2006.
- [16] ACHOUR.B., BEDJAOUI A Contribution au calcul de la profondeur normale dans un canal rectangulaire, Larhyss Journal , n5 , 139-147, 2006.
- [17] ACHOUR.B., BEDJAOUI A. Turbulent Flow Computation Using The Rough Model Method (RMM), Journal of Civil Engineering and Science,Vol.1 ,n 1,36-41,2012.
- [18] ACHOUR.B. Design of Pressurized Vaulted Rectangular Conduits Using the Rough Model Method, International Journal of Advanced Materials Research, Vols. 779-780, 414-419, 2013.
- [19] KERLOC'H.B, MAELATAF.D, 'le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations',C.E.T.NORD-PICARDIE,(DDE 80)
- [20] ZEGHADNIA,L.,DJEMILI, L., HOUICHI, L. , REZGUI, N., Design Method for High Efficiency of Flow in Circular Pipes, Journal of King Saud University - Engineering Sciences (2015), doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jksues.2015.03.001>
-