

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبو بكر بلقايد

تلمس – ان –

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



**MEMOIRE**

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

**En** : Hydraulique

**Spécialité** : Hydraulique Urbaine

**Par** : OTMANI Asma

**Sujet**

**Dimensionnement des réseaux d'alimentation en eau potable et  
d'assainissement des habitats ruraux.  
« Lotissement Ain El Hadjar »**

Soutenu publiquement, le 28 / 09 / 2023 , devant le jury composé de :

M. BENADDA Lotfi	MCB	Université de Tlemcen	Président
Mme. LALLAM Faiza	MCB	Université de Tlemcen	Examineur
Mme. BELARBI Fadila	MCA	Université de Tlemcen	Encadreur
M. BOUCHELKIA Hamid	Professeur	Université de Tlemcen	Co-Encadreur

Année universitaire : 2021 /2022



## *Dédicace:*

**C'est avec un grand honneur que je dédie ce modeste travail:**

**A mes très chers parents, vous étiez toujours pour moi, le meilleur exemple des parents respectueux et honnêtes.**

**Ma profonde gratitude à ma chère mère pour son soutien, son affection et l'éducation qu'elle m'a prodigué, avec tout les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'elle a fait pour moi.**

**Mon cher papa, je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité et ta compréhension.**

**Je vous aime, j'implore le tout-puissant pour qu'il vous accorde une bonne santé et une vie longue et heureuse.**

**A mes deux chers frères, Mohamed et Adil, à tous les moments d'enfance passés avec vous, puissent nos liens fraternels se consolider et se pérenniser encore plus.**

**A ma très chère grand-mère et à la mémoire de mes grands-parents, que dieu vous accueille dans son vaste paradis.**

**A toute ma famille sans exception : oncles, tantes, cousins et surtout cousines d'amour: Raghda, Meryem, Wassila, Manel, Arwa et Romaissa.**

**A mes âme sœurs: Sabah et Maghnia, les deux épaules sur les quelles je peux toujours compter, et Manel Hind, ta précieuse compagnie était un secours inestimable dans notre parcours ensemble.**

**A tous mes amis, de près ou de loin, et à Ayoub en particulier, pour son soutien et son encouragement de ne pas abandonner.**

**A Mina, ma petite boule de poils, qui était a mes cotés à chaque instant lors de réalisation de ce travail.**

***Je vous aime!***

***Asma***



## ***Remerciements:***

**Au nom d'Allah, le Tout-Miséricordieux, le Très-Miséricordieux,  
Louanges à Allah, Seigneur des mondes.**

**Que les éloges et le salut soient sur notre Maître Mohamed,  
Ultime Messager, sur les siens et sur ses compagnons.**

**C'est lui dieu qui m'a donné la force, la volonté et la sagesse pour  
achever ce modeste travail.**

**Ma reconnaissance va plus particulièrement à:**

**Mes promoteurs, Madame et Monsieur Bouchelkia, pour m'avoir  
encadré et leur contribution à l'élaboration de ce mémoire.**

**Monsieur Boumedién, pour ses conseils, ses orientations et  
surtout sa disponibilité aux moments difficiles.**

**Je tiens à également remercier, l'hydraulicien Monsieur  
Sahnoun, le bureau d'étude et l'architecte Monsieur Lotfi.**

**L'ensemble des enseignants qui nous ont bien suivi et enrichi de  
connaissances durant notre cycle d'étude.**

**Mon grand respect aux membres de jury qui me feront l'honneur  
d'apprécier mon travail.**

**Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui m'ont aidé, de près ou  
de loin, à la réalisation ce projet de fin d'étude.**

## *Résumé :*

Dans cette modeste étude, nous nous sommes penchés sur le dimensionnement d'un réseau d'approvisionnement en eau potable et d'assainissement pour le nouveau lotissement du village Ain El Hadjar, situé dans la commune de Hennaya, wilaya de Tlemcen. Notre objectif principal était d'assurer un dimensionnement optimal pour prévenir d'éventuels problèmes futurs tout en répondant aux besoins à venir. Nous avons débuté par fournir une introduction générale à ces deux réseaux essentiels, puis nous avons présenté la zone d'étude. Nous avons également calculé les besoins en eau des résidents actuels ainsi que des futurs habitants en cas d'extension. Par la suite, nous avons procédé au dimensionnement des deux réseaux en tenant compte de la gestion des débits pluviaux pour le réseau d'assainissement.

**Mots clés :** réseau d'alimentation en eau potable, réseau d'assainissement, besoin actuel et future, étude économique.

## **Abstract:**

In this modest study, we have focused on the design of a water supply and sanitation network for the new residential area of Ain El Hadjar village, located in the municipality of Hennaya, Tlemcen province. Our main objective was to ensure optimal sizing to prevent potential future issues while meeting the anticipated needs. We began by providing a general introduction to these two essential networks, followed by an overview of the study area. We also calculated the current water requirements for existing residents and future inhabitants in case of expansion. Subsequently, we proceeded with the sizing of both networks, taking into consideration the management of stormwater flows for the sanitation system.

**Keywords:** drinking water supply network, sewerage network, current and future needs, economic study.

## **ملخص:**

ركزنا في هذه الدراسة المتواضعة على تصميم شبكة إمدادات المياه و الصرف الصحي للمنطقة السكنية الجديدة بقرية عين الحجر التابعة لبلدية حنايا ولاية تلمسان. كان هدفنا الرئيسي هو ضمان الحجم الأمثل لمنع المشكلات المستقبلية المحتملة مع تلبية الاحتياجات المتوقعة. لقد بدأنا بتقديم مقدمة عامة لهاتين الشبكتين الأساسيتين، تليها لمحة عامة عن منطقة الدراسة. قمنا أيضًا بحساب الاحتياجات المائية الحالية للمقيمين الحاليين و السكان المستقبليين في حالة التوسع. وبعد ذلك، شرعنا في تحديد حجم كلتا الشبكتين، مع الأخذ في الاعتبار إدارة تدفقات مياه الأمطار لنظام الصرف الصحي.

**الكلمات المفتاحية:** شبكة تزويد مياه الشرب، شبكة الصرف الصحي، الاحتياجات الحالية و المستقبلية

## *Liste des tableaux*

Tableau 1: Cr pour certaines surfaces : .....	36
Tableau 2: Cr pour différentes densités de population .....	36
Tableau 3: valeur des paramètres de rugosité .....	37
Tableau 4: calcul de nombre d'habitants actuels .....	44
Tableau 5: calcul de nombre d'habitants futurs .....	45
Tableau 6: besoins en eau actuels et futurs de zone d'étude (chapitre 2).....	48
Tableau 7: débits et diamètres calculés .....	51
Tableau 8: Résultats de calcul des vitesses et les pertes de charges .....	53
Tableau 9: résultats de calcul de pression au sol.....	54
Tableau 10: Résultat de calcul des débits des eaux usées .....	61
Tableau 11: Aire de chaque sous bassins .....	65
Tableau 12: Résultats de calcul du bassin versant .....	66
Tableau 13: Résultats des calculs d'eau pluviale : .....	68
Tableau 14: diamètres des conduites .....	69
Tableau 15: Rapports des débits, vitesses et hauteurs .....	75
Tableau 16: Vérification des conditions d'auto-curage .....	76

## *Liste des figures*

Figure 1: Schéma générale d'un système d'alimentation en eau potable .....	19
Figure 2 : Schémas des prises d'eau (forage, rivière, barrage) .....	20
Figure 3 : Procédés de traitement des eaux .....	21
Figure 4: types d'adductions .....	21
Figure 5: schémas des réservoirs .....	22
Figure 6: réseau ramifié et réseau maillé .....	23
Figure 7: profile d'emplacement du réseau d'eau potable par rapport à d'autres réseaux .....	26
Figure 8: coupe de pose des conduites d'AEP dans la tranchée .....	26
Figure 9: schéma des réseaux d'assainissements .....	27
Figure 10: les deux types d'assainissement .....	28
Figure 11: schéma présentant les deux types d'assainissement .....	29
Figure 12: schéma d'un réseau unitaire .....	30
Figure 13: schéma d'un réseau séparatif .....	31
Figure 14: schéma d'un réseau pseudo-séparatif .....	32
Figure 15: Schéma types des réseaux d'évacuation .....	33
Figure 16: La présentation de la zone d'étude AIN LAHDJAR. (Extrait de Google Maps 04/2023) .....	40
Figure 17: La présentation de la zone d'étude AIN LAHDJAR. (Extrait de Google Earth 04/2023) .....	41
Figure 18: plan 2D de lotissement de zone d'étude Ain Lahdjar .....	42
Figure 19: carte topographique de zone d'étude Ain Al Hadjar (extrait de opentopomap.com, 04/2023) .....	43
Figure 20: plan de réseau d'AEP par EPANET .....	56
Figure 21: plan de découpage des sous-bassins .....	65
Figure 22: Nomographe de variation des débits et vitesses en fonction de remplissage .....	74

## *Liste des abréviations*

AEP : alimentation en eau potable

ASS : assainissement

BV : bassin versant

Cp : Le coefficient de pointe

DN : diamètre nominal

$\Delta H$  : Les pertes de charge (m)

Ha: hectare

Kp : Coefficient de pointe

L: Longueur du tronçon (m)

NLog : Nombre des logements

NPOP : Nombre de population

PEHD : Polyéthylène haute densité

PVC : Tuyaux en polychlorure de vinyle

Qc: Débit de conduite (l/s)

Q eu : débit des eaux usées (m<sup>3</sup>/s)

QMJ : Débit moyen journalier

Qp : Débit de pointe

QMU : Le débit moyen des eau usées journalier (m<sup>3</sup> /s)

Q pluvial : débit pluvial (m<sup>3</sup>/s)

QPU : Le débit de pointe des eaux usées (m<sup>3</sup>/s)

Qps : débit a plein section (m<sup>3</sup>/s)

Qtot: debit total (m<sup>3</sup>/s)

Tc : temps de concentration (min)

Tcpa : temps parcouru (min)

V : viscosité cinématique

Vps : vitesse a plein section (m/s)

V min : vitesse minimale (m/s)

$\lambda$  : Lambd

Cr : coefficient de ruissellement

i : intensité moyenne des précipitations

S : la surface en hectare

Lhyd : la longueur la plus long sur le bassin versant

Cotes TN amont : côte de terrain naturel amont (m).

Cotes TN aval : côte de terrain naturel aval (m)

I : la pente

Tc : le temps de concentration

Dnrml : le diamètre normalisé

Dcal : diamètre calculé

n: coefficient de Manning caractérisant le matériau de la conduite

Qps : Le débit à plein section

Vps : La vitesse à plein section

Rq : rapport des débits.

Rv : rapport des vitesses.

Rh: rapport des hauteurs.

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

IDF : intensité, durée, fréquence

mm : millimètre

m :mètre

## Table des matières

<b>Dédicace:</b> .....	<b>2</b>
<b>Remerciements:</b> .....	<b>3</b>
<b>Résumé :</b> .....	<b>4</b>
<b>Liste des tableaux</b> .....	<b>5</b>
<b>Liste des figures</b> .....	<b>6</b>
<b>Liste des abréviations</b> .....	<b>7</b>
<b>Introduction générale</b> .....	<b>13</b>
<b>Chapitre 1 :</b> .....	<b>15</b>
<b>I.1 Définitions :</b> .....	<b>16</b>
I.1.1 Potabilité : .....	16
I.1.2 Eau potable : .....	16
<b>I.2 Les besoins en eau de milieu urbain :</b> .....	<b>16</b>
I.2.1 Besoin en eau domestique : .....	16
I.2.2 Besoins publics : .....	16
I.2.3 Besoins industriels : .....	17
I.2.4 Besoins en eau pour la lutte contre l'incendie : .....	17
I.2.5 Autres besoins : .....	17
<b>I.3 Débits de consommation d'eau potable des agglomérations :</b> .....	<b>17</b>
I.3.1 Régime de la consommation d'eau : .....	17
I.3.2 Estimation des populations à desservir : .....	18
I.3.3 Système d'alimentation en eau potable : .....	18
I.3.4 Classification des systèmes de distribution de l'eau : .....	18
<b>I.4 Les étapes d'alimentation en eau potable :</b> .....	<b>19</b>
I.4.1 Le captage : .....	19
I.4.2 Traitement des eaux : .....	20
I.4.3 Adduction : .....	21
I.4.4 Stockage : .....	22
I.4.5 Distribution : .....	23
I.4.6 Pompage (élévation d'eau) : .....	25

<b>I.5</b>	<b>Disposition de Pose de canalisation d'alimentation en eau potable :</b>	<b>25</b>
<b>I.6</b>	<b>Réseau d'assainissement :</b>	<b>27</b>
<b>I.7</b>	<b>Type des eaux usées :</b>	<b>27</b>
I.7.1	Les eaux usées domestiques :	27
I.7.2	Les eaux pluviales :	27
I.7.3	Les eaux industrielles :	27
<b>I.8</b>	<b>Rôle d'assainissement :</b>	<b>28</b>
<b>I.9</b>	<b>Types d'assainissement :</b>	<b>28</b>
I.9.1	Assainissement collectif :	28
I.9.2	Assainissement non-collectif :	29
<b>I.10</b>	<b>Nature de réseau d'assainissement :</b>	<b>29</b>
I.10.1	Le système unitaire :	30
I.10.2	Le système séparatif :	30
I.10.3	Le système pseudo séparatif :	31
<b>I.11</b>	<b>Choix de système :</b>	<b>32</b>
<b>I.12</b>	<b>Différents schémas d'évacuation :</b>	<b>32</b>
I.12.1	Schéma type perpendiculaire au cours d'eau :	33
I.12.2	Schéma type collecteur latéral :	33
I.12.3	Schéma type collecteur transversal ou oblique :	33
I.12.4	Schéma type par zones étagées :	33
I.12.5	Schéma type centre collecteur unique et le schéma type radial :	33
<b>I.13</b>	<b>Choix du schéma du réseau d'évacuation :</b>	<b>34</b>
<b>I.14</b>	<b>Principe du tracé des collecteurs :</b>	<b>34</b>
<b>I.15</b>	<b>Evaluation des débits à évacuer :</b>	<b>34</b>
I.15.1	Estimation des débits des eaux usées (EU) :	34
I.15.2	Estimation des débits des eaux pluviales (EP) :	35
I.15.3	Conditions de fonctionnement des réseaux :	38
	<b>Chapitre II :</b>	<b>39</b>
<b>II.1</b>	<b>Présentation de la zone :</b>	<b>40</b>
II.1.1	Localisation géographique	40
II.1.2	Situation de la zone d'étude:	41

II.1.3	Topographie: .....	42
II.1.4	Relief : .....	42
II.1.5	Climatologie : .....	42
<b>II.2</b>	<b>Ressources en eau : .....</b>	<b>43</b>
<b>II.3</b>	<b>Ouvrages de stockages : .....</b>	<b>43</b>
<b>II.4</b>	<b>Alimentation en eau potable de la région : .....</b>	<b>43</b>
<b>II.5</b>	<b>Réseau de distribution : .....</b>	<b>44</b>
<b>II.6</b>	<b>Raccordement au réseau public d'assainissement : .....</b>	<b>44</b>
<b>II.7</b>	<b>Situation démographique : .....</b>	<b>44</b>
II.7.1	Evaluation de la population : .....	44
II.7.2	Taux d'accroissement : .....	45
II.7.3	Dotation : .....	45
<b>II.8</b>	<b>Estimation des besoins en eau de la population: .....</b>	<b>46</b>
II.8.1	Pour l'année 2023 : .....	46
II.8.2	A l'horizon 2043 : .....	46
<b>Chapitre III</b>	<b>: .....</b>	<b>47</b>
<b>III.1</b>	<b>Source d'alimentation : .....</b>	<b>48</b>
<b>III.2</b>	<b>Principe de calcul : .....</b>	<b>48</b>
<b>III.3</b>	<b>Choix du type de réseau : .....</b>	<b>48</b>
<b>III.4</b>	<b>Dimensionnement du réseau de distribution : .....</b>	<b>48</b>
III.4.1	Le débit spécifique : .....	49
III.4.2	Le débit de route : .....	49
III.4.3	Le débit de conduite : .....	49
<b>III.5</b>	<b>Dimensionnement de diamètre de conduite : .....</b>	<b>49</b>
<b>III.6</b>	<b>Choix de type de conduite : .....</b>	<b>49</b>
<b>III.7</b>	<b>La vitesse d'écoulement : .....</b>	<b>52</b>
<b>III.8</b>	<b>Le nombre de Reynolds (Re) : .....</b>	<b>52</b>
<b>III.9</b>	<b>Les pertes de charges : .....</b>	<b>52</b>
<b>III.10</b>	<b>Le coefficient (<math>\lambda</math>) : .....</b>	<b>52</b>
<b>III.11</b>	<b>Les pressions au sol : .....</b>	<b>53</b>
<b>III.12</b>	<b>Simulation du réseau par le logiciel (EPANET) : .....</b>	<b>54</b>

III.12.1	Description :	54
III.12.2	Méthode de calcul :	55
<b>III.13</b>	<b>Équipement du réseau de distribution :</b>	<b>57</b>
III.13.1	Type de canalisation :	57
III.13.2	Appareils et accessoires du réseau :	57
III.13.3	Pièces spéciales de raccord :	57
<b>Chapitre IV :</b>		<b>58</b>
<b>IV.1</b>	<b>Choix du réseau d'assainissement :</b>	<b>59</b>
<b>IV.2</b>	<b>Estimation des débits à évacuer:</b>	<b>59</b>
IV.2.1	Evaluation des débits des eaux usées :	59
IV.2.2	Estimation des débits des eaux pluviales à évacuer:	64
<b>IV.3</b>	<b>Conditions d'écoulement et de dimensionnement :</b>	<b>70</b>
IV.3.1	Mode de calcul :	70
IV.3.2	Débit et vitesse à pleine section :	71
IV.3.3	Détermination des rapports de débit et de vitesse :	72
IV.3.4	Détermination des temps de parcours :	73
IV.3.5	Condition d'auto-curage :	73
<b>IV.4</b>	<b>Interprétation :</b>	<b>77</b>
<b>Conclusion générale</b>		<b>78</b>
<b>Bibliographie</b>		<b>80</b>

## *Introduction générale*

---

# Introduction générale

---

## Introduction générale

L'eau est l'un des éléments les plus essentiels à la vie sur notre planète. Sa présence, sa qualité et sa gestion adéquate sont cruciales pour la survie de toutes les formes de vie, y compris les êtres humains. L'importance de l'eau dépasse de loin sa simple utilité en tant que ressource quotidienne. Elle transcende les frontières géographiques, les cultures et les époques, jouant un rôle vital dans de nombreux aspects de notre existence.

Au-delà de son rôle environnemental, l'eau est vitale pour la santé et le bien-être humains. Elle est essentielle à la consommation, à l'hygiène personnelle, à l'agriculture, à l'industrie et à de nombreuses autres activités humaines. L'accès à de l'eau propre et salubre est un droit fondamental de l'homme, et son absence ou sa pollution peut avoir des conséquences dévastatrices sur la santé publique.

L'alimentation en eau potable d'une ville et son assainissement sont deux aspects essentiels de l'infrastructure urbaine qui ont un impact direct sur la santé publique, la qualité de vie et le développement économique. Une gestion efficace de ces services est essentielle pour répondre aux besoins des habitants tout en préservant l'environnement.

Notre projet de fin d'étude s'inscrit dans ce cadre particulier, avec pour objectif d'analyser l'approvisionnement en eau potable dans le nouveau lotissement d'Ain Al Hadjar (commune Hennaya, Wilaya de Tlemcen), et dans le but de procéder au dimensionnement du son réseau d'assainissement sur un horizon de projet de 20 ans.

Pour cela, notre étude sera menée comme suit :

Dans le premier chapitre, Nous entamerons notre travail en abordant les concepts généraux relatifs à l'approvisionnement en eau potable et à l'assainissement.

Le deuxième chapitre, est destiné à la présentation générale de la zone d'étude, comprenant une description des caractéristiques de la région. Ensuite, nous procéderons à l'évaluation de la population actuelle et des besoins en eau à différents stades de développement, dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à l'horizon futur prévu.

Le troisième chapitre, est consacré au calcul du réseau de distribution et à sa modélisation du système en tenant compte des conditions présentes et futures, à l'aide du logiciel EPANET.

Le quatrième chapitre est consacré pour le calcul des débits à évacuer, à la fois pour les eaux pluviales et les eaux usées, ainsi que sur la conception dimensionnelle du réseau d'assainissement.

Enfin, nous allons terminer par une conclusion générale qui résume notre étude.

***Chapitre 1 :***  
***Généralités sur l'alimentation en eau potable***  
***et l'assainissement***

## **Chapitre I :**

### **Généralités sur l'alimentation en eau potable et l'assainissement**

#### **I.1 Définitions :**

##### **I.1.1 Potabilité :**

Effectivement, une eau est considérée comme potable si elle peut être consommée en toute sécurité pour la santé humaine, ce qui signifie que ses caractéristiques respectent les normes réglementaires établies. [1]

##### **I.1.2 Eau potable :**

L'eau potable doit être de qualité irréprochable pour préserver la santé de ceux qui la consomment. Elle doit respecter des normes précises énoncées. Ces normes couvrent des aspects tels que la couleur, la turbidité, l'odeur, la saveur, les caractéristiques physico-chimiques (en excluant les substances indésirables et/ou toxiques), les critères microbiologiques, et les éléments micropolluants. La production d'eau potable nécessite un traitement spécifique et elle est soumise à des contrôles réguliers pour garantir sa conformité à ces normes strictes.[2]

La distribution de l'eau consiste à fournir de l'eau à divers utilisateurs tels que les agglomérations, les industries, et pour des besoins tels que la lutte contre les incendies, tout en garantissant que l'eau répond aux normes de potabilité appropriées en fonction de chaque type d'utilisation.

#### **I.2 Les besoins en eau de milieu urbain : [3]**

##### **I.2.1 Besoin en eau domestique :**

L'eau destinée à un usage domestique englobe l'ensemble de l'eau utilisée dans les résidences pour une gamme variée d'usages, tels que l'hygiène personnelle, la lessive et l'arrosage des pelouses. Souvent, on inclut également dans cette catégorie l'eau fournie aux petits commerces. La consommation domestique moyenne est généralement calculée en rapport avec le nombre d'habitants et est exprimée en litres par jour et par habitant (en l/jour/hab).

Cette consommation peut varier en fonction de plusieurs facteurs, notamment le niveau de vie, les habitudes de consommation, la disponibilité de la ressource en eau, le climat, le coût de l'eau, et d'autres éléments similaires.

##### **I.2.2 Besoins publics :**

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux, etc...

Par exemple :

- Hôpitaux : de 300 à 600 l/jour/lit.

- Pour les administrations : de 100 à 200 l/jour/employé.
- Pour les écoles primaires : de 10 à 20 l/jour/élève.
- Mosquée : 50 l/j/ fidèle

## **I.2.3 Besoins industriels :**

En règle générale, les grandes industries sont situées en dehors des zones urbaines, souvent dans des zones industrielles dédiées, et elles sont approvisionnées par des réseaux d'eau indépendants. Les entreprises industrielles à forte consommation d'eau doivent généralement disposer de leur propre source d'eau, qu'il s'agisse de puits, de forages, de réservoirs, d'accès à la mer, ou d'autres sources similaires.

En conséquence, lorsqu'il s'agit de planifier l'approvisionnement en eau, seule la demande en eau des petites industries est prise en compte. Ces petites entreprises utilisent de l'eau potable et sont connectées au réseau d'approvisionnement de la ville. Il est important de noter que la consommation industrielle d'eau dépend du produit fabriqué, ainsi que du processus de fabrication employé.

- Exemple pour les petites industries :
  - Boulangerie : 1 l / Kg de pain.
  - Industrie laitière : de 5 à 10 l / l de lait.
  - Conserve de fruits ou de légumes : de 6 à 15 l / Kg de conserves.
- Exemple pour les grandes industries :
  - Sucrierie de 2 à 15 m<sup>3</sup> / t de betteraves
  - Cimenterie (voie humide) 2 m<sup>3</sup>/ t de ciment
  - Raffinerie de pétrole de 1 à 20 m<sup>3</sup>/ t de pétrole
  - Centrale électrique de 3 à 400 m<sup>3</sup>/ MWh

## **I.2.4 Besoins en eau pour la lutte contre l'incendie :**

Généralement, on prendra un volume d'incendie de 120 m<sup>3</sup> qui correspond à deux incendies de 60 m<sup>3</sup> pendant 1h soit un débit  $Q_{inc} = 17$  l/s.

## **I.2.5 Autres besoins :**

- Besoins touristiques (des hôtels) : de 400 à 700 l/jour/lit (et pouvant atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe).
- Besoins d'irrigation: vue que le prix de l'eau potable est très élevé, son utilisation en irrigation se limite, éventuellement, à quelques cultures de fleurs et à quelques pépinières.

## **I.3 Débits de consommation d'eau potable des agglomérations :**

### **I.3.1 Régime de la consommation d'eau :**

Pour effectuer le calcul hydraulique nécessaire à la détermination des dimensions de certains ouvrages et installations, y compris le nombre de pompes et leurs capacités, la hauteur et la capacité des réservoirs, ainsi que le dimensionnement des canalisations, il est

impératif de disposer d'informations précises sur la quantité d'eau disponible et les habitudes de consommation de l'agglomération. Le régime de consommation varie en fonction des comportements de la population et de la nature de la zone urbaine, ce qui le rend essentiel à prendre en compte dans les calculs.

## **I.3.2 Estimation des populations à desservir :**

Les installations et équipements destinés à l'alimentation et à la distribution de l'eau dans une agglomération ont une durée d'utilisation limitée. Par conséquent, il est essentiel de prévoir quelle sera la population à desservir au cours de la durée de vie prévue de la structure envisagée.

Les principales sources d'informations requises pour évaluer la démographie d'une population comprennent les recensements, les données sur les mouvements migratoires nationaux et internationaux, les registres des naissances et des décès, ainsi que les taux de natalité et de mortalité. Les plans d'urbanisme fournissent également des informations précieuses, permettant de connaître l'occupation actuelle et future du territoire, ce qui permet d'estimer la densité de population probable.

## **I.3.3 Système d'alimentation en eau potable :**

L'ensemble des ouvrages et des organes conçus dans le but de fournir de l'eau à une agglomération afin de répondre aux besoins humains, industriels et agricoles constitue ce que l'on appelle le système d'approvisionnement en eau.

## **I.3.4 Classification des systèmes de distribution de l'eau :**

Les systèmes peuvent être classés selon plusieurs critères :

- **Types de consommateur :**  
Les systèmes de distribution d'eau peuvent être ; domestique ou potable ; agricole ; industriel etc...
- **Type de zone d'alimentation :**  
On distingue les systèmes d'alimentation en eau des agglomérations urbaines, des agglomérations rurales ainsi que des zones industrielles.
- **D'après les sources d'alimentation en eau :**  
Les systèmes avec l'utilisation des eaux de surface (fleuves, lacs, retenues, mers, etc...) ; les systèmes avec l'utilisation des eaux souterraines et les systèmes combinés.
- **Par la méthode d'aménagement de l'eau :**  
On distingue les systèmes gravitaires ; les systèmes de refoulement et les systèmes combinés.

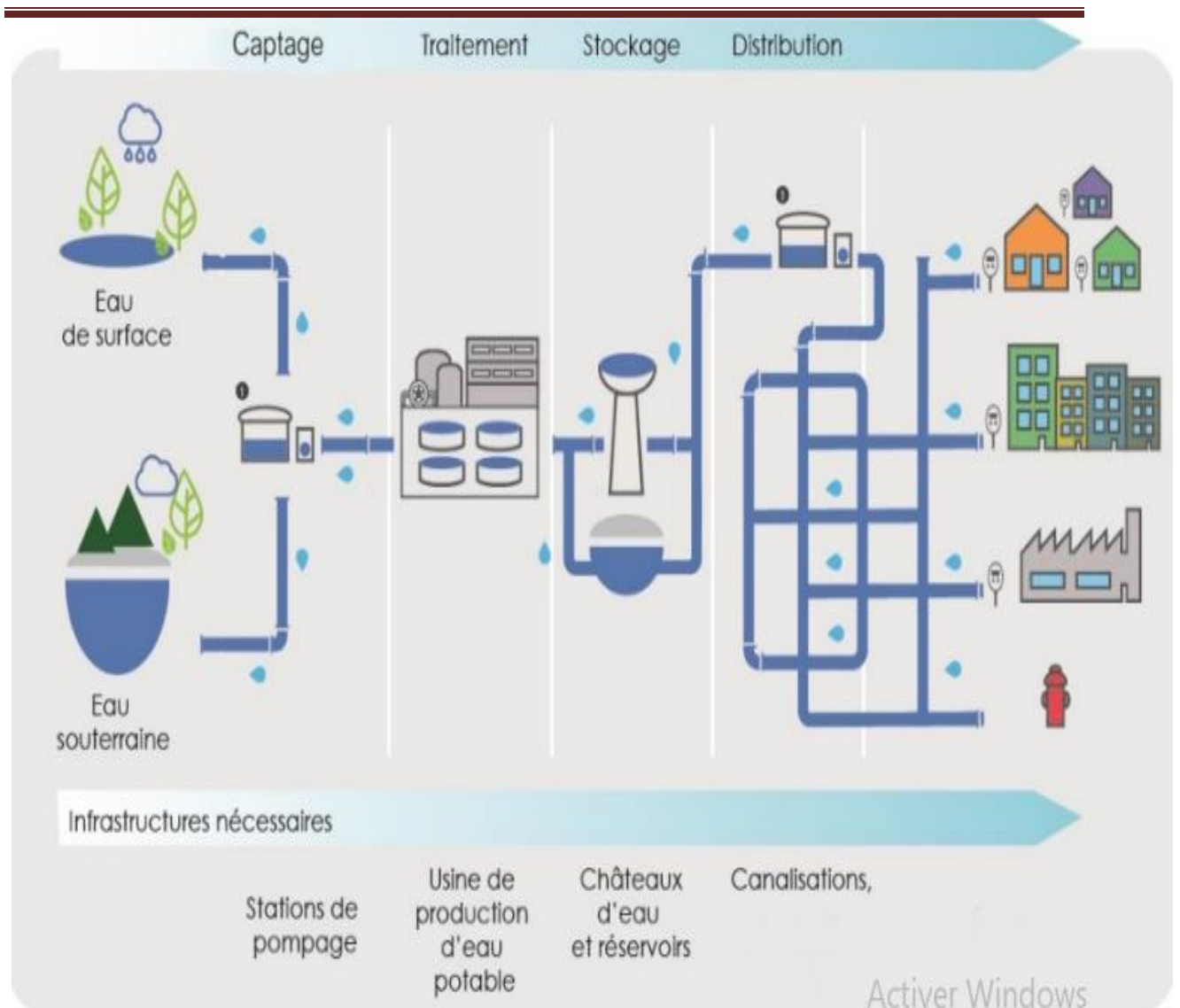


Figure 1: Schéma générale d'un système d'alimentation en eau potable [3]

## I.4 Les étapes d'alimentation en eau potable :

### I.4.1 Le captage :

Le processus de captage implique la collecte d'eau, qu'elle provienne des sources souterraines telles que des sources, des nappes phréatiques ou des aquifères, ou qu'elle soit prélevée à partir de sources de surface comme des rivières ou des lacs. Cela se fait au moyen d'une prise d'eau, suivie d'une conduite d'adduction qui achemine l'eau vers un réservoir. Ce réservoir a pour fonction d'assurer un approvisionnement continu en eau, en particulier si une station de traitement est nécessaire pour rendre l'eau potable.

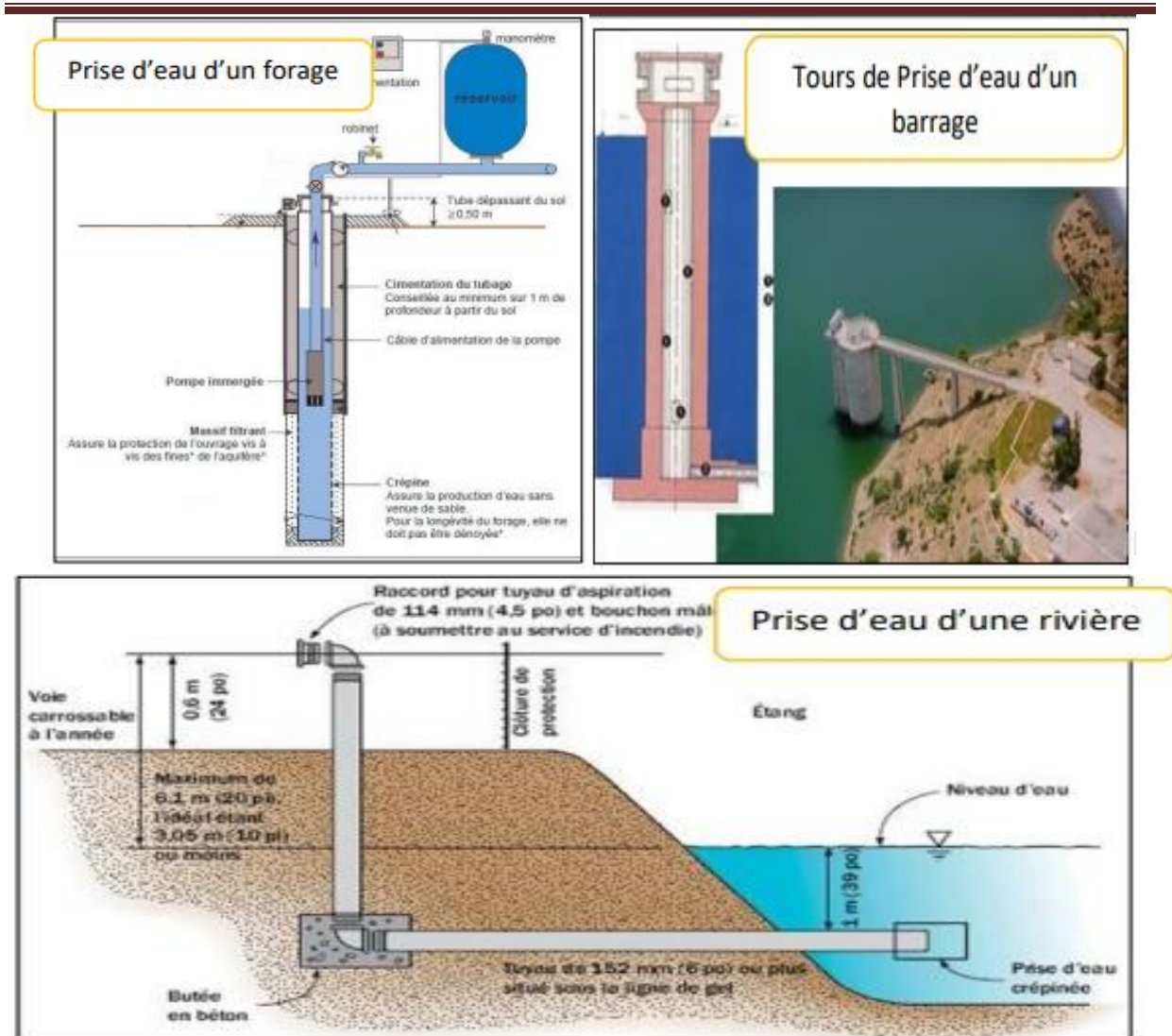


Figure 2 : Schémas des prises d'eau (forage, rivière, barrage) [3]

#### I.4.2 Traitement des eaux :

Parfois les eaux captées ne présentent pas en permanence, les qualités requises à la consommation, elles doivent faire l'objet d'un traitement, afin que celle-ci puisse être prise sans aucun danger par la population.

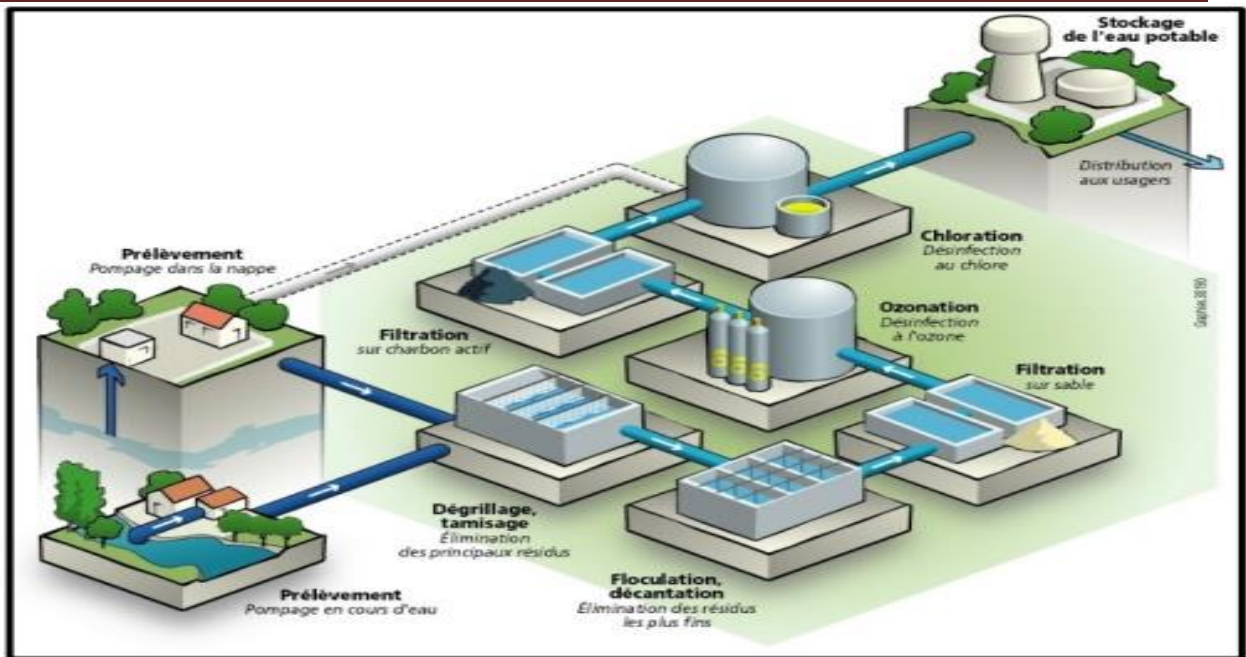


Figure 3 : Procédés de traitement des eaux [1]

### I.4.3 Adduction :

C'est le transport de l'eau, depuis la zone de captage jusqu'à proximité de la zone d'utilisation (distribution), il peut avoir lieu avant le traitement.

On distingue deux types d'adductions :

- Adduction par refoulement (écoulement en charge)
- Adduction gravitaire ment si la source est située à une cote supérieur à celle du réservoir d'accueil (écoulement en charge, à surface libre)

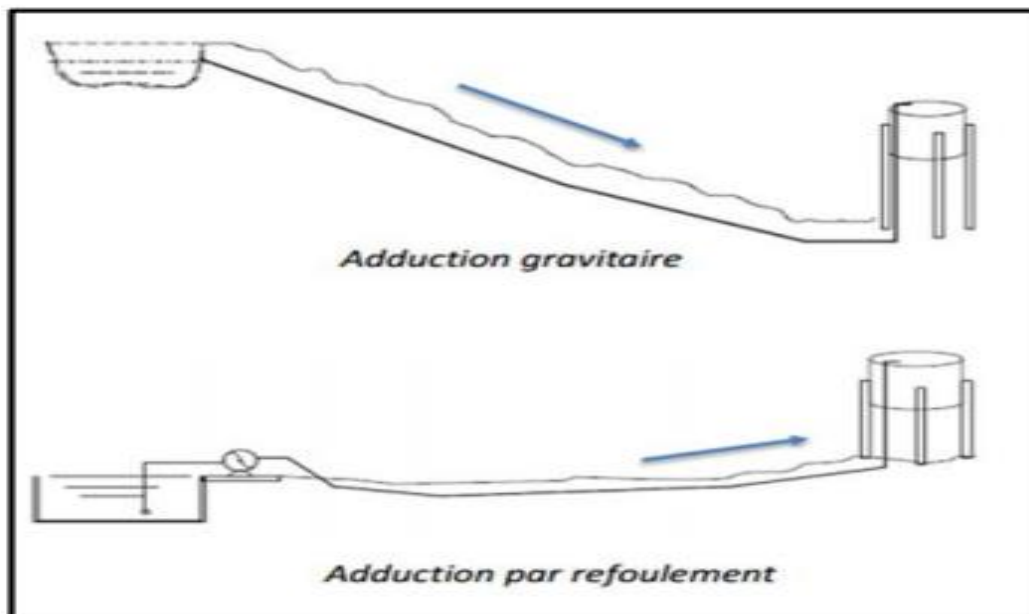


Figure 4: types d'adductions [1]

## I.4.4 Stockage :

Il est fréquent de réserver une portion de l'eau à des fins diverses, que ce soit pour réguler le débit dans les infrastructures en amont ou pour garantir une réserve en cas de pannes. Cette réserve est généralement stockée dans des réservoirs spécifiques. Les fonctions des réservoirs peuvent être regroupées sous cinq principales rubriques :

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation).
- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation.
- Si la côte ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).
- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement,).
- Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement de pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoir (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

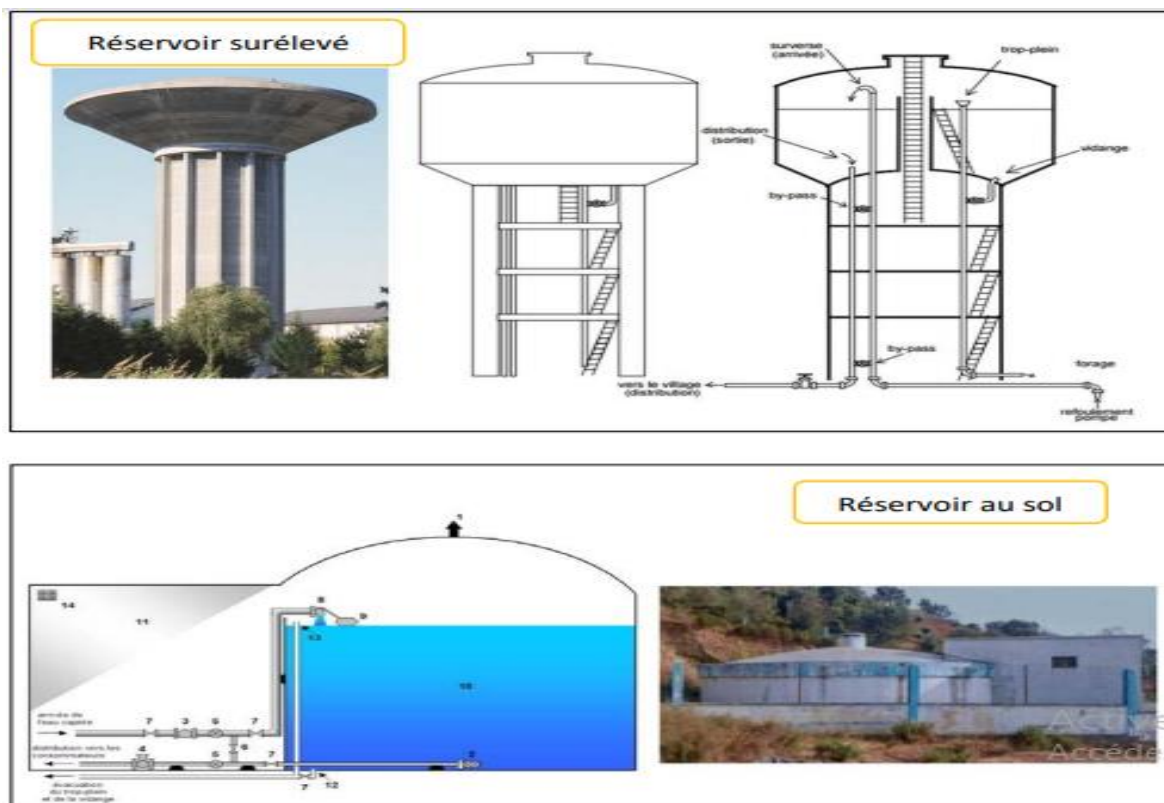


Figure 5: schémas des réservoirs [1]

## I.4.5 Distribution :

Le processus de distribution d'eau vise à fournir, à tout moment, aux utilisateurs une pression adéquate ainsi que le débit d'eau requis. Cette distribution s'effectue au moyen d'un réseau de conduites placées sous pression, dimensionnées de manière à permettre le passage du débit maximal anticipé à chaque point du réseau.

La structure du réseau d'approvisionnement en eau potable dépend de l'emplacement des clients, de leur importance et de la demande en eau. Elle implique la taille des tuyaux, la capacité des réservoirs, le nombre de pompes et leur puissance. De plus, elle tient compte de la géographie, comme la répartition des clients, les obstacles naturels, les routes, les voies ferrées et d'autres réseaux souterrains. Cette structure permet au service de l'eau de configurer efficacement chaque composant du réseau pour assurer un bon fonctionnement. [5]

### I.4.5.1 Structure des réseaux :

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont :

- Les conduites
- Les branchements
- Les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs,...)

Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement sous le trottoir.

### I.4.5.2 Type des réseaux de distribution :

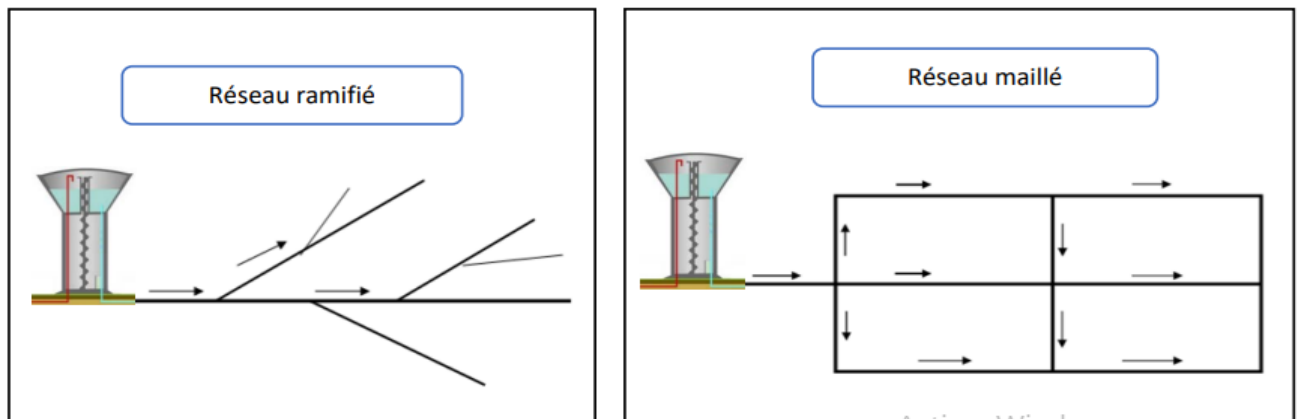


Figure 6: réseau ramifié et réseau maillé [3]

#### I.4.5.2.1 Réseaux ramifiés :

Ils sont caractérisés par :

- La circulation de l'eau dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...).
- Chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté.
- Ce réseau présente l'avantage d'être économique.

Ses principaux inconvénients : alimentation sans retour dans les conduites, il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

---

## **I.4.5.2.2 Réseaux maillés :**

Ils sont composés de conduites suivant des contours fermés permettant une alimentation en retour. Les risques de perturbation de service sont ainsi réduits.

Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés.

Ce type de réseau présente les avantages suivants : plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniformes des pressions et des débits dans tout le réseau.

Il est par contre plus coûteux et plus difficile à calculer

## **I.4.5.3 Eléments de calcul d'un réseau de distribution d'eau potable :**

Les principes fondamentaux applicables au calcul des canalisations de distribution comprennent les caractéristiques hydrauliques, telles que les pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, ainsi que la ligne piézométrique. Ils englobent également le choix du diamètre économique, la sélection des types de tuyaux, les mesures de protection contre les coups de bélier, et la méthodologie d'installation des conduites et des accessoires, tels que les vannes, les robinets, les ventouses, les dispositifs de réduction de pression, ainsi que les pièces spéciales.

### **I.4.5.3.1 Débit de dimensionnement :**

Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).  $Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}$  (l/s) ou (m<sup>3</sup>/s) .

En ajoutant à ce débit de pointe, un débit d'incendie qu'il faut prévoir au point le plus défavorable du réseau égal à 60m<sup>3</sup>/h (soit 17 l/s) [5]

### **I.4.5.3.2 Choix du diamètre :**

- Le diamètre à adopter doit être normalisé.
- Le diamètre doit être suffisant pour assurer le débit et la pression au sol.
- Le diamètre minimal à adopter est de 60 mm.
- Dans les tronçons sur lesquels est prévue l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal à retenir est de 100 mm.

### **I.4.5.3.3 Vitesse d'écoulement :**

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution sera entre 0,5 et 1,0 m/s.

- Les vitesses inférieures à 0,5 m/s favorisent le dépôt solide dans les conduites
- Les vitesses supérieures à 1,0 m/s favorisent les fuites et les coups de bélier.
- En cas d'incendie, généralement, on accepte des vitesses atteignant 2,5 m/s.

### **I.4.5.3.4 Pression :**

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes :

- 1- Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisard (robinets) les plus élevés.
- 2- Il faut éviter des pressions supérieures à 40 m (limitation des fuites et bruits) et les pressions inférieures à 10m.
- 3- Il faut prévoir, si des pressions supérieures se manifestent, des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.
- 4- La pression au nœud = cote piézométrique – cote du terrain naturel.
- 5- Pression minimale : Le réseau de distribution doit assurer, dans les conditions les plus défavorables (pointe horaire), une pression au sol  $P_s$  correspondant à :

$$P_s = P_r + H + \Delta H \text{ (I.1)}$$

- Pression résiduelle  $P_r$
- Hauteur de l'habitat desservi  $H$
- Perte de charge dans chaque habitat  $\Delta H$

Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions aux sols suivants, selon la hauteur des immeubles (en mètre d'eau) : [5]

12 à 15 m pour un étage	29 à 32 m pour 5étages	16 à 19 m pour 2 étages
33 à 36 m pour 6 étages	20 à 23 m pour 3 étages	37 à 40 m pour 7 étages
	24 à 27 m pour 4 étages	

## I.4.6 Pompage (élévation d'eau) :

Ils trouvent leur justification dans le cas où l'ouvrage de réception (réservoir de stockage, réseau...) se trouve à une cote supérieure à celle de la source d'eau, le transit de l'eau se fait par refoulement sous l'influence d'une charge exigée à l'aide des pompes.

## I.5 Disposition de Pose de canalisation d'alimentation en eau potable :

La pose de la conduite se déroulera comme suit :

- Un lit de pose d'une épaisseur de 10 cm sera placé en dessous de la génératrice inférieure extérieure de la conduite. Ce lit sera constitué de sable de carrière concassé ou de grains de riz de calibre 3/6.
- Ensuite, un enrobage d'une épaisseur de 20 cm sera effectué au-dessus de la génératrice supérieure extérieure de la conduite. Ce revêtement sera également réalisé en utilisant du sable de carrière concassé ou des grains de riz de calibre 3/6.
- Un grillage avertisseur bleu sera installé.
- Les remblais seront réalisés en conformité avec les matériaux d'apport requis par la réglementation en vigueur. Ces matériaux devront être compatibles avec les recommandations éventuelles provenant de l'étude géotechnique. Ils permettront à l'entreprise de respecter les objectifs de densification adaptés au type de chaussée.
- Les tuyaux seront préférablement posés de manière butée. L'utilisation de pièces verrouillées nécessitera une autorisation de la Métropole. Les tuyaux devront être enterrés avec au moins 0.80 m de couverture par rapport à la génératrice supérieure.

# Chapitre 1 : Généralités sur l'alimentation en eau potable et l'assainissement

- En phase de réalisation, et en fonction de l'épaisseur de la structure de chaussée (que ce soit une phase provisoire ou le recouvrement sur la conduite qui peut être faible), des adaptations devront être prévues. Cela pourrait inclure un remblaiement anticipé, la création de merlons, ou même des restrictions de circulation pour les engins.
- En ce qui concerne les robinets vannes, ils seront installés de manière à ce que leur sens de fermeture soit antihoraire.[6]

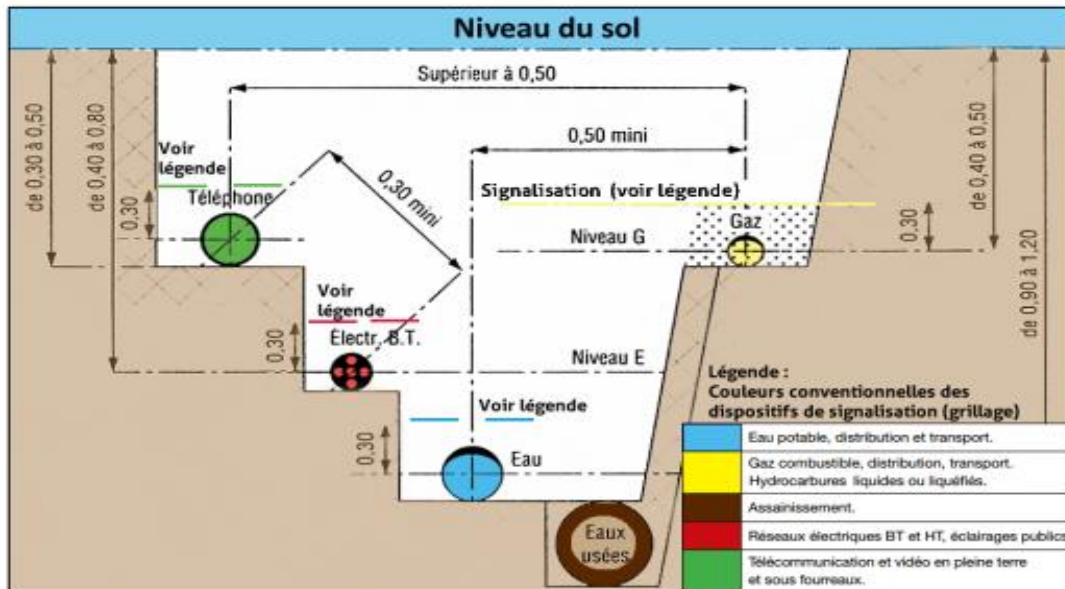


Figure 7: profil d'emplacement du réseau d'eau potable par rapport à d'autres réseaux

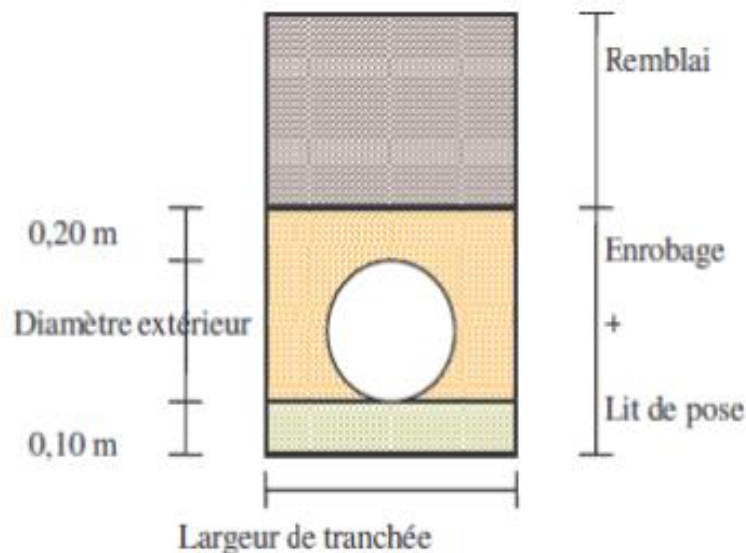


Figure 8: coupe de pose des conduites d'AEP dans la tranchée

## I.6 Réseau d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est constitué d'un ensemble de structures conçues pour le transport des eaux usées vers des stations d'épuration, où elles subissent un traitement avant d'être déversées dans les environnements naturels. Cette infrastructure vise à assurer la gestion appropriée des eaux usées pour minimiser leur impact sur l'environnement.

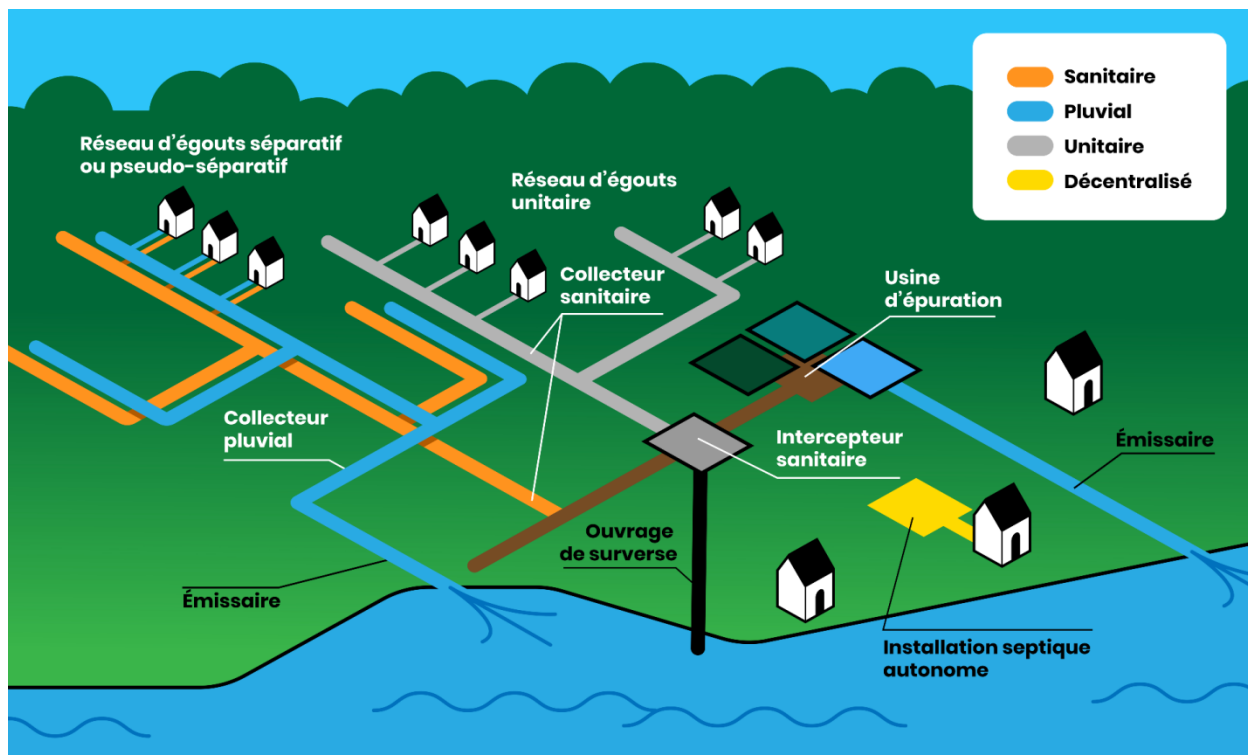


Figure 9: schéma des réseaux d'assainissements [16]

## I.7 Type des eaux usées :

Les eaux usées peuvent être subdivisées en trois catégories :

### I.7.1 Les eaux usées domestiques :

Les eaux usées domestiques se divisent en deux types : les eaux ménagères (provenant des douches et de la cuisine) et les eaux vannes ou eaux de toilettes. Les premières contiennent des détergents, des graisses, des solvants, des débris organiques, etc. Les secondes sont chargées de matières organiques azotées diverses et de germes fécaux.

### I.7.2 Les eaux pluviales :

Elles sont contaminées par des polluants atmosphériques tels que le dioxyde de soufre, l'oxyde d'azote et autres, en raison des activités anthropiques. Ces eaux contiennent également des résidus provenant des toits et des chaussées (huile, carburant, etc.).

### I.7.3 Les eaux industrielles :

Les caractéristiques des eaux usées industrielles varient en fonction du type de processus réalisé. Ces eaux peuvent contenir des matières organiques, de l'azote ou du

# Chapitre 1 : Généralités

phosphore, ainsi que des produits toxiques et d'autres substances. Elles peuvent être mélangées aux eaux usées domestiques lorsqu'elles ne présentent pas de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des stations d'épuration.

## I.8 Rôle d'assainissement :

Le rôle d'assainissement principal est :

- Assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations
- Permettre la protection de la santé publique et la préserver
- Préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées

## I.9 Types d'assainissement :

Il existe deux types d'assainissement :

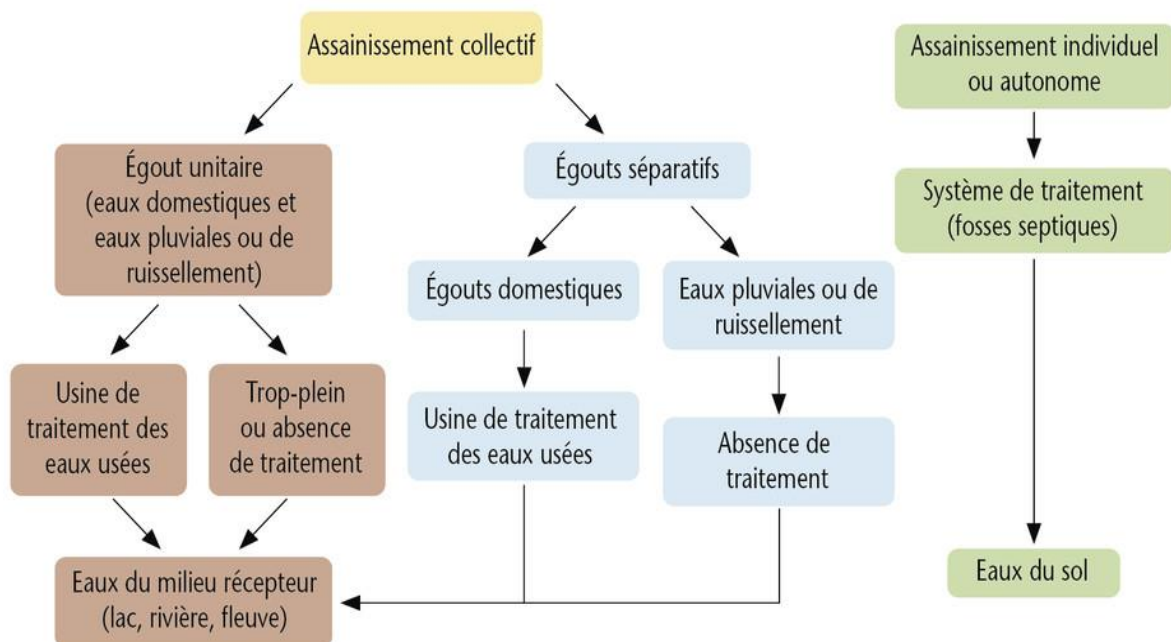


Figure 10: les deux types d'assainissement

### I.9.1 Assainissement collectif :

La mise en place d'un système d'assainissement collectif doit répondre à deux catégories de préoccupations :

- Le transit des eaux usées domestiques et des déchets industriels est commun aux stations d'épuration.
- L'évacuation des eaux de pluie des zones urbanisées afin de prévenir les inondations et d'éviter toute stagnation dans les zones basses après de fortes averses.

L'écoulement de ces eaux peut se faire de manière gravitationnelle en utilisant les pentes naturelles; cependant, dans de très rares cas, il peut se faire sous pression.

## I.9.2 Assainissement non-collectif :

L'assainissement autonome fait référence à la mise en place de dispositifs sur une propriété en vue de collecter et de traiter les eaux usées domestiques en utilisant les capacités épuratoires du sol.

Son principal objectif est de traiter efficacement les eaux usées et de les éliminer en toute sécurité, en conformité avec les règlements environnementaux en vigueur.

Ces eaux usées domestiques peuvent provenir soit d'une résidence individuelle, ce qui est alors désigné comme un assainissement autonome individuel, soit d'une parcelle privée faisant partie d'un lotissement et comprenant des bâtiments d'habitation collective, ou encore d'une installation publique, ce qui est qualifié d'assainissement autonome public.

Lorsque la densité d'un habitat est faible et que l'installation de réseaux publics est trop coûteuse, un système autonome est proposé. En termes d'investissement, au-delà de 50 m entre branchements, l'assainissement individuel est à retenir.

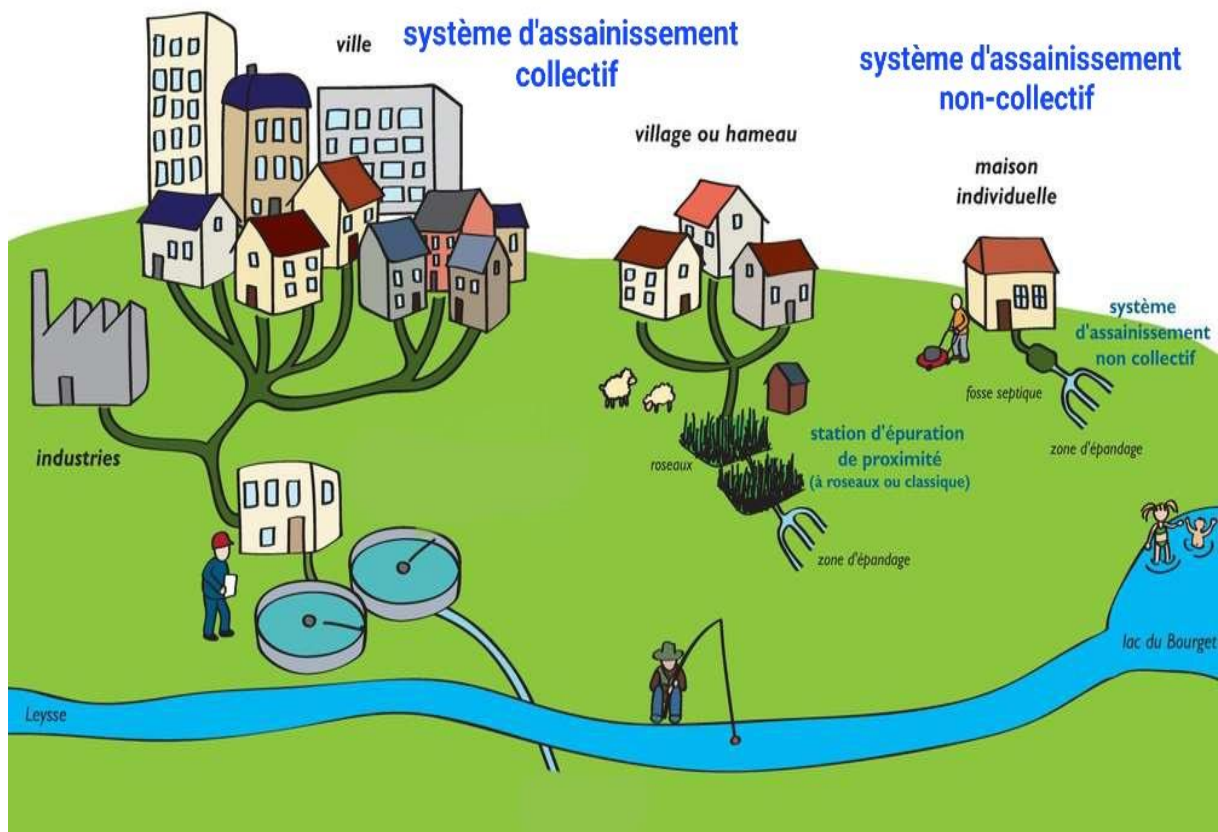


Figure 11: schéma présentant les deux types d'assainissement

## I.10 Nature de réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement est soit de type : séparatif, pseudo séparatif ou unitaire selon les zones et leurs taux d'urbanisation. [8]

### I.10.1 Le système unitaire :

Qui s'agit d'un système d'égout unique qui collecte l'ensemble des eaux usées domestiques, pluviales et industrielles.

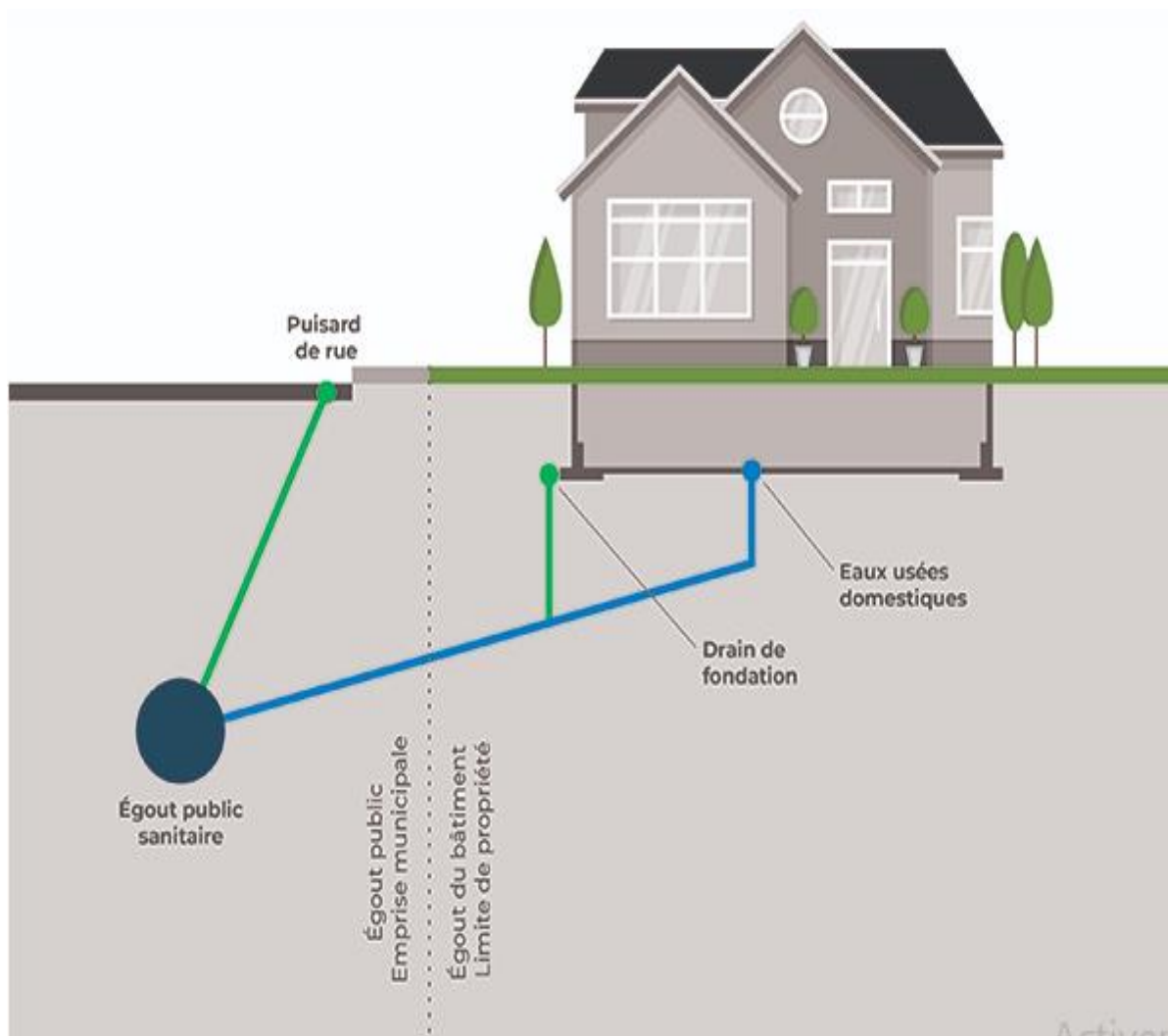


Figure 12: schéma d'un réseau unitaire [17]

### I.10.2 Le système séparatif :

Constitué de deux réseaux séparés :

Le premier réseau reçoit exclusivement des eaux usées domestiques et industrielles, qu'il achemine vers un site de traitement.

Le second réseau avec un écoulement soit superficiel, soit souterrain, reçoit les eaux pluviales ou non polluées (eaux de refroidissement, drainage,...) pour les rejeter directement dans tout exutoire naturel existant (thalwegs, oueds, mer).

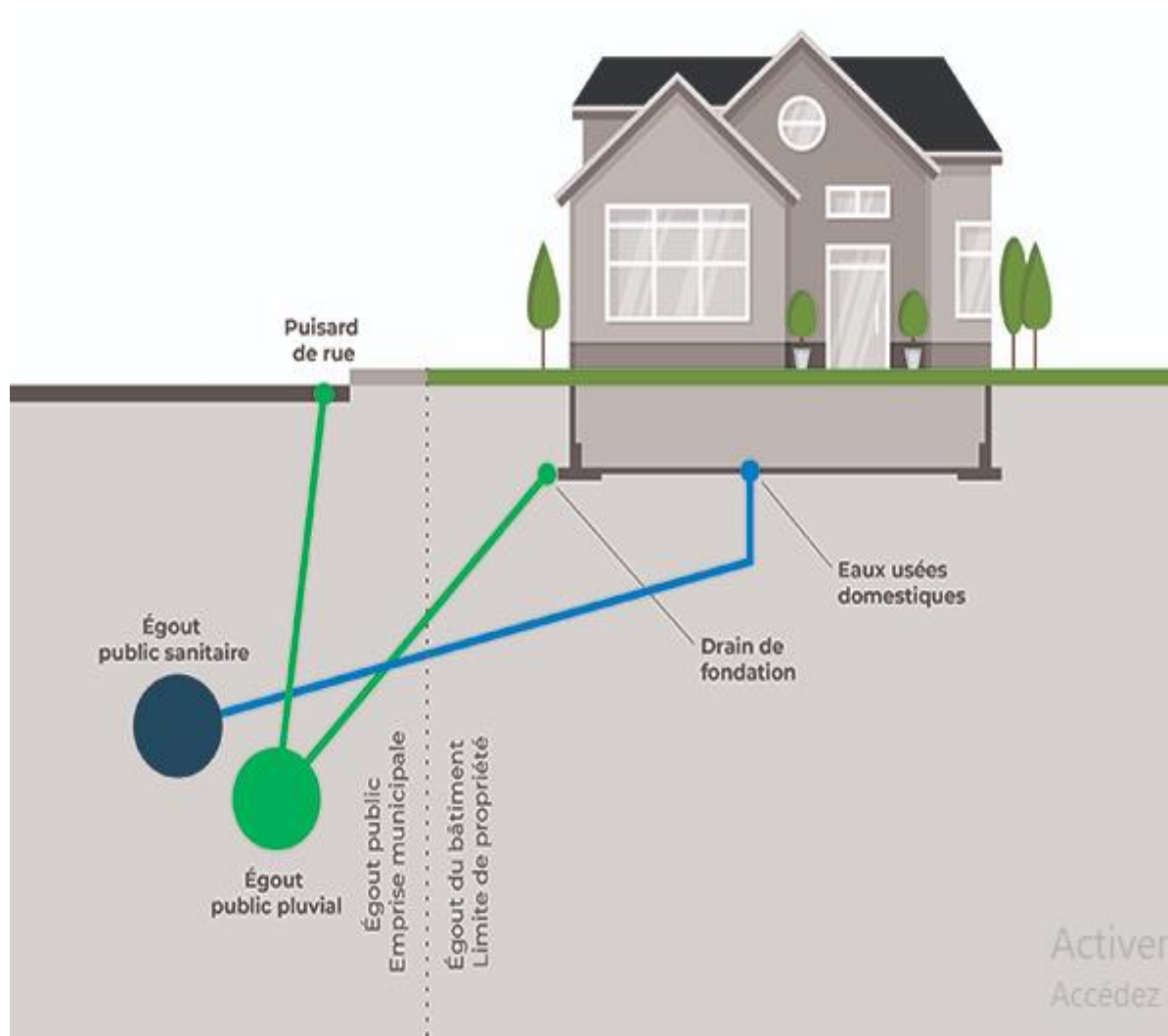


Figure 13: schéma d'un réseau séparatif [17]

### I.10.3 Le système pseudo séparatif :

Le système pseudo-séparatif est un système hybride entre les deux systèmes, séparatif et unitaire, dans lequel le réseau d'eaux usées reçoit la partie des eaux de pluie en provenance des habitations (toitures, cours intérieures,...). Les eaux de pluie provenant du ruissellement des routes sont évacuées par des structures spécialement conçues à cet effet.

Le système pseudo séparatif est prévu pour les nouveaux bassins versants (les zones nouvellement ouvertes à l'urbanisation).

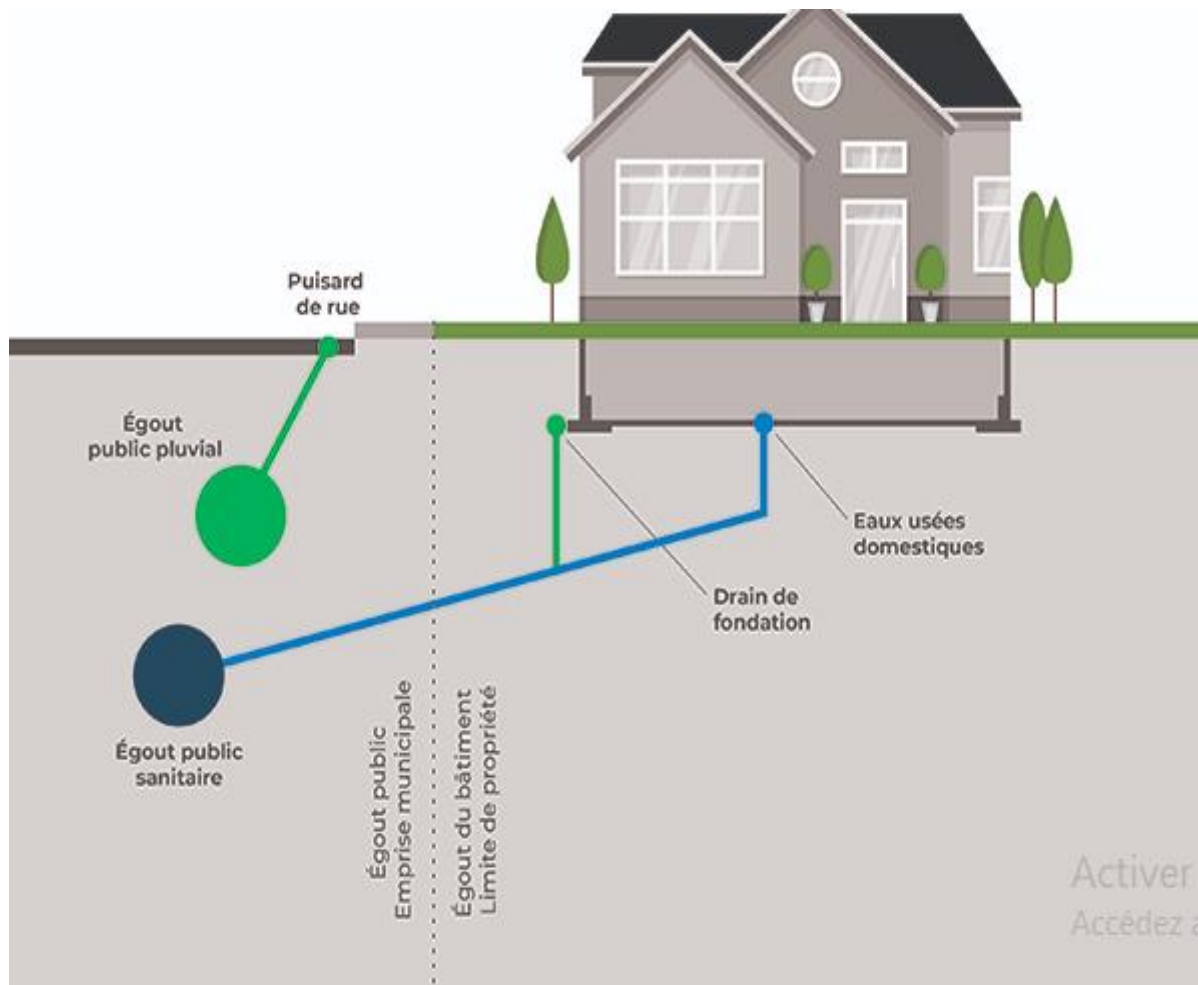


Figure 14: schéma d'un réseau pseudo-séparatif [17]

### I.11 Choix de système :

Le choix de système convenable se fait en se basant sur les points suivants :

- Données spécifiques au site, telles que la topographie, le type de sol et le régime des eaux souterraines...
- Données pluviométriques.
- Données relatives à la croissance démographique et au développement
- Données urbanistiques.
- Données économiques et financières

### I.12 Différents schémas d'évacuation :

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

## I.12.1 Schéma type perpendiculaire au cours d'eau :

Ce système est constitué d'un certain nombre de collecteurs parallèles perpendiculaires à la rivière. Il ne permet pas de concentrer l'eau en un seul point de traitement, mais convient lorsque le traitement n'est pas jugé nécessaire, ainsi que pour l'évacuation des eaux de pluie.

## I.12.2 Schéma type collecteur latéral :

Ce type d'aménagement est utilisé lorsque le traitement des eaux usées est obligatoire ou lorsque toutes les eaux usées sont acheminées vers un seul point.

## I.12.3 Schéma type collecteur transversal ou oblique :

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

## I.12.4 Schéma type par zones étagées :

Lorsque l'agglomération est étendue et la pente est assez faible, il est donc important d'effectuer un assainissement à plusieurs niveaux.

## I.12.5 Schéma type centre collecteur unique et le schéma type radial :

Si l'agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration. Les eaux sont collectées en un point bas, pour ensuite être relevées vers :

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

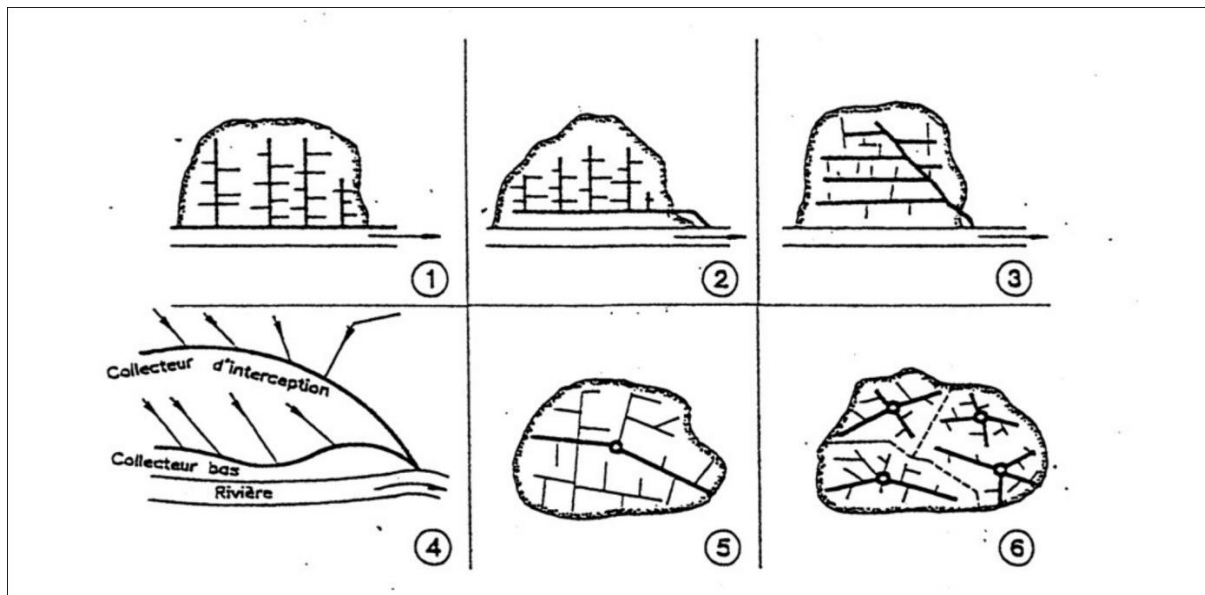


Figure 15: Schéma types des réseaux d'évacuation[11]

## I.13 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

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

## I.14 Principe du tracé des collecteurs :

- 1- Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation.
- 2- Les contres-inclinaisons sont à éviter, dans la mesure de possible.
- 3- les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les grandes rues larges, aussi rectilignes que possible. Les rues à circulation peu intense sont à préférer.
- 4- Lors de choix de la profondeur à laquelle se fait la pose de canalisation des eaux usées, on doit tenir compte :
  - Des profondeurs des caves avoisinantes, si les eaux sont normalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide des pompes aux collecteurs. En général, les épaisseurs des terres au-dessus des canalisations ne doivent pas dépasser 2 à 2,5m ; sauf cas particulier.
  - La résistance au gel des canalisations : l'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations dépend du climat local (1,2 à 1,6m).
  - Dans le cas où la nappe est proche de la surface du sol, le tracé choisi doit les éviter dans toute la mesure du possible pour limiter le problème de pose de canalisation ; sinon il faut analyser les eaux afin de choisir le matériau de la canalisation. Veuillez à l'étanchéité des canalisations et des joints afin d'éviter de drainer la nappe.

## I.15 Evaluation des débits à évacuer :

### I.15.1 Estimation des débits des eaux usées (EU) :

La détermination des débits des eaux usées est basée sur les prévisions des consommations moyennes par habitant d'eau potable pour les différents types d'usagers (domestiques, équipements et industrielles)

Concernant les eaux domestiques, retenir comme base la dotation d'eau potable et adopter un coefficient de rejet à l'égout **Kr** de l'ordre de **0,8** (80% de la consommation).

#### I.15.1.1 Evaluation du débit moyen journalier :

$$Q_{moyEU} = K \cdot Q_{moyAEP} = K \cdot \frac{N \cdot Dot}{86400} \text{ (l/s)} \text{ (I.2)}$$

Avec :

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

Dot: Dotation journalière l/j/hab.

K: Coefficient de rejet

### I.15.1.2 Evaluation du débit de pointe :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\text{moyEU}} \quad (\text{I.3})$$

Avec :

Q<sub>moy</sub>: Débit moyen journalier (l/s)

K<sub>p</sub>: Coefficient de pointe. (K<sub>p</sub>=3)

### I.15.2 Estimation des débits des eaux pluviales (EP) :

#### I.15.2.1 La méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles. Du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée.[9]

$$Q = Cr \times i \times S \quad (\text{I.4})$$

Q: Débit à évacuer (l/s) ;

Cr: Coefficient de ruissellement;

i: Intensité moyenne de précipitation (l/s/ha);

S: Surface d'apport (bassin)(ha).

➤ **Coefficient de ruissellement :**

C'est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eaux tombées sur cette dernière:

$$Cr = \frac{\text{Volumeruissellé}}{\text{Volumedeploietombé}} \quad (\text{I.5})$$

La valeur de ce coefficient dépend de l'inclinaison, du genre et de la densité de la surface à drainer (terre rimeuse, avec ou sans végétation, sable, rocher, ...etc.) l'humidité de l'air, l'humidité de la surface, la durée de la pluie. [8]

Pour appliquer la méthode rationnelle, il est nécessaire de réaliser deux étapes importantes. Tout d'abord, le calcul du temps de concentration, qui implique l'analyse du bassin versant. Ensuite, il faut déterminer la pluie moyenne correspondant à une fréquence donnée et ayant une durée équivalente au temps de concentration. Ces calculs reposent sur les données de base disponibles pour le site d'étude. [19]

**Tableau 1: Cr pour certaines surfaces :**

Type de surface	Coefficient de ruissellement Cr
Toits en métal, tuiles, en ardoise	0,9
Trottoirs en chaussée avec peu de joints	0,85-0,9
Pavé en pierres naturelles en briques	0,85-0,9
Rue en bois avec des joints cimentés	0,75-0,85
Pavage en blockages	0,40-0,50
Surface goudronnée	0,25-0,60
Chemin en gravier	0,25-0,30
Gare, terrain de sport	0,10-0,30
Parc, jardin gazons	0,05-0,25
Forêt	0,01-0,20

**Tableau 2: Cr pour différentes densités de population**

Densité de population/hectare	Coefficient de ruissellement Cr
20	0,23
30-80	0,2à 0,27
60-150	0,25à0,34
150-200	0,30à0,45
200-300	0,6à 0,62
300-400	0,6à 0,82
400-700	0,7à 0,9

### I.15.2.2 La méthode superficielle

Le modèle de Caquot apparaît comme étant l'une des premières approches scientifiques de réglementation de l'estimation des apports pluviaux des bassins versants urbanisés. Cette méthode a été mise au point par Caquot en 1949 sur la base de la méthode rationnelle, dont l'expression suivante:

$$Q = k \times Cr^y \times I^z \times S^v \quad \text{(I.6)}$$

Avec :

$K$ ,  $y$ ,  $z$ ,  $v$ : sont des paramètres fonctions des caractéristiques du bassin, dépendent des paramètres de la loi de MONTANA  $a(F)$  et  $b(F)$ .

$I$ : désigne la pente moyenne du cheminement hydraulique le plus long du bassin versant;

$Cr$ : Coefficient de ruissellement;

$S$ : Superficie du bassin considéré (ha).

## Chapitre 1 : Généralités

- **Calcul des sections à évacuer :**

- **Formule de Cheezy :**

D'une manière générale, les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de Cheezy :

$$V = C * \sqrt{Rh * I} \quad (I.7)$$

Avec:

V : La vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s)

Rh: Le rayon hydraulique (m) donné par:

$$Rh = S/P \quad (I.8)$$

S : La section mouillée de l'écoulement (m<sup>2</sup>).

P : Le périmètre mouillé de l'écoulement (m)

I: La pente de la conduite (m/m)

C : Le coefficient de résistance selon CHEZY. Plusieurs formules empiriques permettent de calculer ce coefficient, notamment celle de MANNING-STRICKLER et celle de BAZIN données respectivement :

$$C = Ks * Rh^{1/6} \quad (I.9)$$

Le tableau suivant donne la valeur des paramètres de rugosité utilisés classiquement en assainissement.

**Tableau 3: valeur des paramètres de rugosité**

Type d'effluent	Turbulence	Valeur de (K <sub>s</sub> )
E.U	Lisse	83
E.U	Rugueux	73
E.P	Lisse	67
E.P	Rugueux	57

- **Formule de Manning-Strickler :**

$$V = Ks * Rh^{2/3} * \sqrt{I} \quad (I.10)$$

$$Q = Ks * S * Rh^{2/3} * \sqrt{I} \quad (I.11)$$

V : La vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s)

Q: Débit d'écoulement (m<sup>3</sup>/s)

Rh: Le rayon hydraulique (m) donné par: Rh= S/P

S : La section mouillée de l'écoulement (m<sup>2</sup>)

P : Le périmètre mouillé de l'écoulement (m)

I: La pente de la conduite (m/m)

Ks: Coefficient de Manning-Strickler

### I.15.3 Conditions de fonctionnement des réseaux :

- Réseau des eaux pluviales
  - $D_{\min}=300\text{mm}$
  - $I_{\min}=0.5\%$
  - $V_{\min}=1\text{ m/s}$  au débit de plein section QPS
  - $V_{\min}=0.6\text{m/s}$  à (QPS/10)
  - $V_{\min}=0.3\text{ m/s}$  à(QPS/100)
- Réseau des eaux usées :
  - $D_{\min}=200\text{mm}$
  - $I_{\min}= (0.2-0.3)\%$
  - $V_{\min}=0.5\text{ m/s}$  pour  $h/D =0.2$
  - $V_{\min}=0.3\text{ m/s}$  pour le débit moyen  $Q_m$
  - $V_{\max}=4\text{ m/s}$

***Chapitre II :***  
***Présentation de la zone d'étude***

### Chapitre II :

### Présentation de la zone d'étude

#### II.1 Présentation de la zone :

##### II.1.1 Localisation géographique

L'agglomération d'AIN ELHADJAR, fait partie de cinq agglomérations de la commune de HENNAYA dont Hennaya en tant que chef-lieu de la commune. Elle se situe au sud-ouest de cette dernière.



Figure 16: La présentation de la zone d'étude AIN LAHDJAR. (Extrait de Google Maps 04/2023)

La commune de Hennaya est située au Nord de la wilaya de Tlemcen, elle est limitée:

- Au Nord par la commune de Remchi,
- Au Sud par la ville de Tlemcen,
- A l'Est par la commune d'Amier et Chetouane
- Et à l'Ouest par la commune de Zenata et Beni mester.

### II.1.2 Situation de la zone d'étude:

La zone d'étude est un lotissement destiné au logement social. Ce lotissement fait partie de la propriété privé située à Ain Lahdjar, de la commune de Hennaya, Wilaya de Tlemcen.



**Figure 17: La présentation de la zone d'étude AIN LAHDJAR. (Extrait de Google Earth 04/2023**

Sa superficie estimée de 23357 m<sup>2</sup> (2.34 ha), est limitée par :

- Nord : terrain agricole
- Est : habitations
- Sud : habitations
- Ouest : terrain vide



**Figure 18: plan 2D de lotissement de zone d'étude Ain Lahdjar**

### II.1.3 Topographie:

Le site projeté se situe dans une région où le terrain a une altitude max de 505 et une altitude min de 484 avec une pente max de 12%.

### II.1.4 Relief :

La géographie de la commune d'Hennaya se distingue par un relief principalement plat au nord, constitué de plateaux uniformes, tandis que la partie sud présente un relief accidenté, marqué par l'incision des cours d'eau.

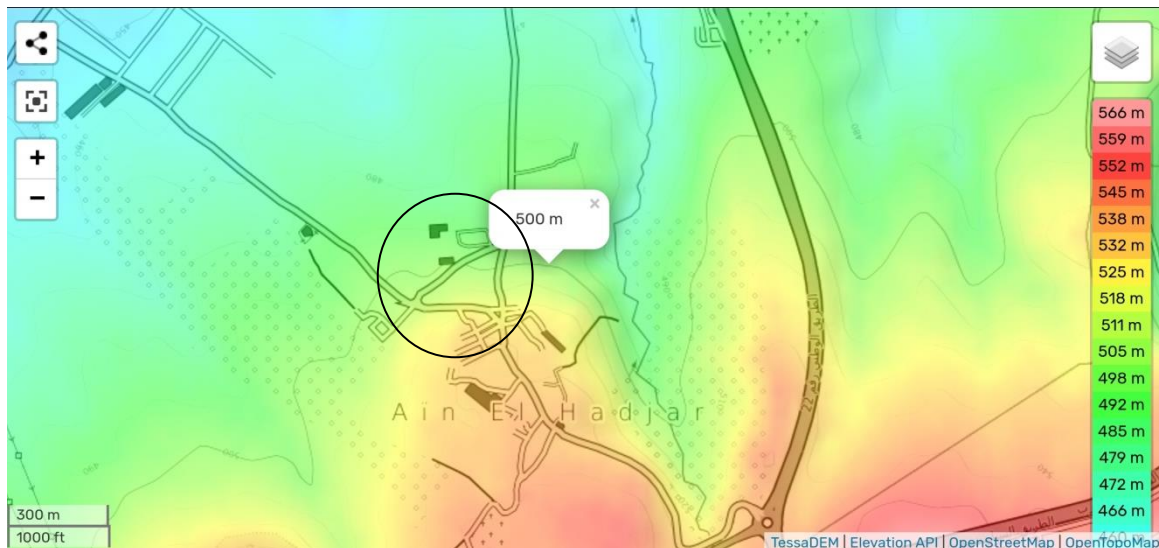
La région méridionale de la commune est caractérisée par un relief vallonné, bien que quelques zones présentent des surfaces plus planes. Les vallées formées par les oueds sont responsables de l'érosion des pentes abruptes et de l'érosion hydrique, qui est particulièrement visible dans cette région.

### II.1.5 Climatologie :

La plaine d'Hennaya est soumise à un climat méditerranéen de type semi-aride, caractérisé par un hiver froid et pluvieux, ainsi qu'un été chaud et sec. Ces conditions climatiques sont influencées par divers facteurs géographiques, notamment la distance par rapport à la mer, l'altitude et l'orientation des reliefs

- La pluviométrie se varie entre 400 et 500 mm/an, avec un nombre réduit de gelées et absence totale de neige.
- Les vents les plus dominants sont ceux de l'Ouest. .

La zone d'étude présente donc un climat contrasté avec des variations thermiques significatives, des gelées hivernales et des vents violents.



**Figure 19: carte topographique de zone d'étude Ain Al Hadjar (extrait de opentopomap.com, 04/2023**

### II.2 Ressources en eau :

Auparavant, la commune d'Hennaya était approvisionnée en eau à partir des captages des sources d'Ain Seffah et d'Ain Guillot, ainsi que d'un forage situé à Koudia, situés à 3 kilomètres au sud de la ville d'Hennaya. Ces ressources en eau étaient acheminées et collectées au point de distribution Chouhada, puis réparties vers la ville d'Hennaya. Cependant, ces sources ont été compromises en raison de la construction de l'autoroute Est-Ouest.

Actuellement elle est alimentée à partir :

- **Eaux superficielles** : Deux piquages sur le transfert Sakkak-Tlemcen (70 l/s) venant de dessalement de Honaine, et Un piquage sur le transfert Beni Behdel-Oran (65 l/s) à partir de dessalement de Souk Telata.
- **Eaux souterraines**: Un forage situé à Melilia(24l/s).

### II.3 Ouvrages de stockages :

La commune de zone d'étude est dotée de quatre ouvrages de stockages répartis comme suit :

- Deux réservoirs jumelés de capacité  $2*500\text{ m}^3$ , situé sur la bordure du chemin reliant Hennaya-Ain Hadjar.
- Un réservoir  $500\text{ m}^3$  situé au niveau cimetière Chouhada.
- Un réservoir  $1000\text{ m}^3$  situé dans la zone d'activité.
- Un réservoir  $1000\text{ m}^3$  situé en bordure de RN 22

### II.4 Alimentation en eau potable de la région :

L'approvisionnement en eau de l'agglomération d'Ain El Hadjar repose sur une source captée, avec un débit de 0,1 litre par seconde. Cette source est stockée dans un réservoir surélevé d'une capacité de 50 mètres cubes. La distribution de l'eau s'effectue à travers un

## Chapitre II : Présentation de zone d'étude

---

réseau de distribution récemment installé, qui permet un taux de raccordement de 90 %. Cependant, cette source ne garantit qu'un taux de satisfaction relativement faible, soit 60 %, ce qui se traduit par une allocation moyenne de 70 litres par habitant par jour. C'est pourquoi cette région est également alimentée à partir du réservoir de 500 mètres cubes situé au niveau du cimetière Chouhada.

### II.5 Réseau de distribution :

Le réseau de distribution de Ain El Hadjar est un réseau ramifié, les conduites du réseau de distribution sont composés de deux types de canalisation : Acier Galvanisé et Polyéthylène haute densité. Les diamètres des canalisations varient de 40 mm jusqu'à 300 mm.

Les besoin en eau sont calculés en se basant sur une dotation de 150 l/j/Hab.

### II.6 Raccordement au réseau public d'assainissement :

La presque totalité des habitations de Ain El Hadjar sont connectées à un réseau unitaire, avec un taux de raccordement de 100 %. Les eaux usées domestiques sont évacuées vers un lit de rivière dans la chaaba d'Oued Seffah. En revanche, il n'existe aucune infrastructure pour gérer les eaux de ruissellement dans cette agglomération. Le débit d'eau rejeté est estimé à 6,912 mètres cubes par jour.

### II.7 Situation démographique :

#### II.7.1 Evaluation de la population :

Une étude démographique doit être réalisée pour évaluer la population dans les différents horizons à venir. La région objet de la présente étude comprend 89 Lotissements orientés pour la réalisation des logements individuels à raison de six (06) personnes par chacun. [4]

Le nombre de population sera calculé par la formule suivante :

$$P = N \times X \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P : Nombre d'habitant total

N : Nombre de lots

X: Nombre d'habitant par lot (X= 6 hab/lot)

**Tableau 4: calcul de nombre d'habitants actuels**

Nombre de logement (lot)	Nombre d'habitant par logement (hab/log)	Nombre d'habitant total (hab)
89	6	534

Le nombre d'habitants de cette zone est donc estimé à 534 habitants.

## Chapitre II : Présentation de zone d'étude

---

### II.7.2 Taux d'accroissement :

Le taux d'accroissement démographique mesure l'évolution de la population d'un territoire donné au cours d'une période spécifique. Il reflète le nombre de naissances, de décès enregistrés pendant cette période, ainsi que le solde net de l'immigration, c'est-à-dire la différence entre le nombre de personnes qui ont émigré et celles qui ont immigré.

Dans notre cas, il est estimé à 2.2%. [4]

Chaque étude est menée sur le long terme, généralement sur une période de 20 à 30 ans, afin de prendre en compte toute expansion inattendue de la région et de répondre à ses besoins croissants.

Pour estimer la population future, la formule suivante est souvent utilisée :

$$P_f = P_0(1 + \tau)^n \quad (\text{II.2})$$

$$P_f = 534(1+0.022)^{20}$$

$$P_f = 826 \text{ hab}$$

Avec :

$P_f$ : population à l'horizon de calcul

$P_0$ : population de référence

$\tau$  : taux de croissance de la population ( $\tau=2.2\%$ )

$n$  : l'écart d'années entre les deux horizons (2023-2043) (d'où :  $n=20$ ans)

**Tableau 5: calcul de nombre d'habitants futurs**

Année	2023	2043
Nombre d'habitants	534	826

### II.7.3 Dotation :

Tout besoin en eau, quelle que soit sa nature, peut être exprimé en utilisant deux principales dimensions : la quantité et la qualité.

- ✓ La quantité est exprimée par le débit.
- ✓ La qualité de l'eau dépend de l'usage prévu.

L'estimation des besoins en eau représente un défi, car ces besoins peuvent fluctuer d'une région à l'autre, voire au sein de la même agglomération, en fonction de divers facteurs, notamment les fluctuations saisonnières. Cette évaluation des besoins en eau dépend de plusieurs variables, telles que l'accroissement de la population, les équipements sanitaires, le niveau de vie de la population, et d'autres facteurs similaires.

La norme de consommation en eau potable est habituellement exprimée en litres par habitant par jour, par mètre carré de surface végétale, ou par mètre linéaire d'arbre.

On prend : Dotation = 150 l/j/habitant

### II.8 Estimation des besoins en eau de la population:

- Pour les besoins domestiques :  
**Besoin Domestique = Nombre d'habitant × Dotation (II.3)**
- Les besoins d'équipement :  
**Besoin d'équipement =  $K_{\text{équipement}}$  × Besoin domestique (II.4)**
- Pour les pertes :  
 **$Q_{\text{pertes}} = K_{\text{pertes}} \times (\text{Besoin Domestique} + \text{Besoin d'équipement})$  (II.5)**
- Formule de débit moyen journalier :  
**Débit moyen journalier =  $Q_{\text{pertes}} + \text{Besoin Domestique} + \text{Besoin d'équipement}$  (II.6)**
- Pour le débit de pointe :  
**Débit de pointe = Débit moyen journalier ×  $C_{\text{pointe}}$  (II.7)**

On a :

**Dotation = 150 l/j/habitant**

**$K_{\text{équipement}}$**  = dans notre cas, le lotissement ne contient pas d'équipements donc les besoins d'équipements ne seront pas calculés.

(APC Hennaya ; Population de la commune, 2023)

**$K_{\text{pertes}}$**  = Les pertes sont estimées à 30 %. [4]

**$C_{\text{pointe}}$**  = Le coefficient de pointe est 3

#### II.8.1 Pour l'année 2023 :

- **Besoin Domestique = Nombre d'habitant × 150 l/j/habitant**  
**Besoin Domestique =  $534 \times 150 = 80.1 \text{ m}^3/\text{jour} = 80.1 \text{ m}^3/\text{j}$**   
**Besoin Domestique = 0.927 l/s**
- **$Q_{\text{pertes}} = 30\% \times \text{Besoin domestique} = 0.3 \times 80.1 = 24.03 \text{ m}^3/\text{j}$**   
 **$Q_{\text{pertes}} = 0.278 \text{ l/s}$**
- **$Q_{\text{moyj}} = \text{Besoin Domestique} + Q_{\text{pertes}} = 80.1 + 24.03 = 104.13 \text{ m}^3/\text{jour}$**   
 **$Q_{\text{moyj}} = 1.2 \text{ l/s}$**
- **$Q_p = 3 \times Q_{\text{moyj}} = 1.2 \times 3 = 3.6 \text{ l/s}$**

#### II.8.2 A l'horizon 2043 :

- Le débit moyen futur :  
**Besoin futur domestique = Nombre d'habitant futur × 150 l/jour/habitant**  
**Besoin futur domestique =  $826 \times 150 = 123.9 \text{ m}^3/\text{jour}$**   
**Besoin futur domestique = 1.43 l/s**
- **$Q_{\text{pertes}} = 0.3 \times \text{Besoin futur domestique} = 11.15 \text{ m}^3/\text{jour} = 0.13 \text{ l/s}$**
- **$Q_{\text{moyj}} = 123.9 + 11.15 = 135.05 \text{ m}^3/\text{jour}$**   
 **$Q_{\text{moyj}} = 1.56 \text{ l/s}$**
- **$Q_{\text{pointe}} = 4.68 \text{ l/s}$**

***Chapitre III :***  
***Alimentation en eau potable de la zone  
d'étude***

### Chapitre III :

### Alimentation en eau potable de la zone d'étude

#### III.1 Source d'alimentation :

L'ouest algérien connaît une sécheresse ces dernières décennies, à cause de manque des précipitations et l'exploitation intensive et aléatoire des eaux souterraines, donc la région d'Hennaya est obligé d'être alimenté par différentes méthodes tout dépend de la disponibilité d'eau potable soit par : l'eau de source (Ain Guilot, Ain Seffah, Ain Mellila), ou l'eau dessalée (station de Honaine et de Souk Tlata), et des fois par les deux ensembles.

Le lotissement d'Ain El Hadjar, sera alimenté en eau potable à partir d'une conduite de diamètre DN 110 projetée, limitrophe au lotissement.

**Tableau 6: besoins en eau actuels et futurs de zone d'étude (chapitre 2)**

Débit	Q <sub>domestique</sub> m <sup>3</sup> /jour	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /jour)	Q <sub>pointe</sub> (l/s)
2023	80.1	104.13	3.6
2043	123.9	135.05	4.68

#### III.2 Principe de calcul :

Un réseau de distribution est généralement subdivisé en tronçons délimités par des nœuds, qui sont des points particuliers du réseau. Ces nœuds jouent un rôle essentiel dans la gestion et le fonctionnement efficace du réseau.

Chaque tronçon du réseau de distribution, délimité par deux points nodaux, est défini par deux débits distincts :

Le débit en aval (Q<sub>aval</sub>), désigné comme le débit de transit, représente la quantité de fluide qui doit passer par le segment en question.

Le débit consommé par les branchements connectés à ce segment, appelé le débit en route (Q<sub>r</sub>), correspond à la quantité de fluide utilisée par les raccordements reliés à ce tronçon.

Le débit en route, c'est la quantité d'eau qui passe à l'amont de tuyau et qui n'en sort pas à l'aval, puisque elle est consommée en cours de route par les usagers.

#### III.3 Choix du type de réseau :

Un réseau ramifié présente l'avantage d'être économique et flexible, mais manque de sécurité. Dans ce type de réseau, il n'y a pas de retour de la ligne principale. Une rupture d'une conduite principale peut priver d'eau tous les abonnés situés en aval.

#### III.4 Dimensionnement du réseau de distribution : [4] :

Pour un réseau de distribution ramifié, les débits de pointe de la consommation sont connus grâce à une analyse des besoins en eau. Le choix du tracé du réseau et de la localisation des nœuds de calcul est effectué en maintenant des longueurs inférieures à 1000 mètres pour chaque segment. À partir de ces décisions, les longueurs des tronçons et les altitudes des nœuds au sol sont déterminées.

## Chapitre III : Alimentation en eau potable

---

Le calcul des réseaux ramifiés suit un processus qui démarre de l'extrémité aval du réseau et remonte progressivement vers le réservoir. Les étapes de calcul sont les suivantes :

- 1- Calcul de débit disponible en aval ( $Q_r$ ), du débit de transit ( $Q_t$ ), et ensuite du débit consommé ( $Q_c$ ).
- 2- Choix du diamètre ( $D$ ) qui permet d'acheminer le débit  $Q_c$  avec une vitesse d'écoulement proche de 0,90 m/s (dans la plage de 0,50 à 1,25 m/s). Le diamètre minimal admissible étant de 0,80 mètres.
- 3- Le calcul de la perte de charge avec le débit  $Q_c$  est réalisé en utilisant des abaques appropriés.
- 4- en se basant sur ces résultats, on calcule la charge hydraulique à chaque nœud du réseau pour déduire la pression au sol correspondante.

### III.4.1 Le débit spécifique :

En utilisant la méthode des longueurs, on calcule le débit spécifique par la formule suivante :

$$Q_s = \frac{\text{consommation totale}}{\text{longueur totale du réseau}} \text{ (l/s/m)} \quad (\text{III.1})$$

### III.4.2 Le débit de route :

C'est la variation de débit dans chaque tronçon, on le calcule par la formulation :

$$Q_r = Q_s \times L_i \text{ (l/s)} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

$L_i$  : longueur de tronçon

### III.4.3 Le débit de conduite :

C'est le débit sur lequel on dimensionne chaque conduite de tronçon, appelé aussi débit de nœuds, calculé par :

$$Q_c = 0.55 \times Q_r + \text{somme des débits en aval} \text{ (l/s)} \quad (\text{III.3})$$

### III.5 Dimensionnement de diamètre de conduite :

Le diamètre arbitraire  $D$  d'un tronçon considéré est obtenu en utilisant la formule :

$$Q = V \times S \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- $Q$  : débit en route en m<sup>3</sup>/s du tronçon considéré
- $V$  : la vitesse en m/s : on prendra  $V=1$  m/s pour chaque tronçon
- $S$  : la surface en m<sup>2</sup>/s :  $S=\pi \cdot D^2/4$ .

On obtient ainsi :

$$D = \sqrt{(4 * Q) / \pi} \quad (\text{III.5})$$

Les diamètres ne doivent pas être inférieurs à 0.06m.

Les diamètres normalisés de diamètres nominaux allant de 20 mm à 630 mm.

### III.6 Choix de type de conduite :

Dans le but du bon choix de type de matériau ; on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre
- La pression du service à supporter par le matériau

## Chapitre III : Alimentation en eau potable

---

- Les conditions de pose
- Le prix
- La durée de vie du matériau
- La disponibilité de ce dernier sur le marché

Dans notre cas nous avons opté pour des conduites en PEHD d'une pression nominale PN16, Ce matériau a un coût légèrement supérieur, mais il a une durée de vie plus longue.

## Chapitre III : Alimentation en eau potable

**Tableau 7: débits et diamètres calculés**

Tronçons	L(m)	Qs (l/s/m)	Qr (l/s)	Qaval (l/s)	Qconduite (l/s)	Qconduite (m3/s)	Dcalculé(m)	Dnormalisé (mm)
1_2	39	0.00596	0,23	2,38	2,51	0,0025	0,056	63
1_3	31		0,18	1,89	2,00	0,0020	0,050	63
2_4	95		0,57	0,00	0,31	0,0003	0,020	25
2_5	40		0,24	1,57	1,70	0,0017	0,047	50
5_6	109		0,65	0,00	0,36	0,0004	0,021	25
5_7	37		0,22	0,70	0,82	0,0008	0,032	40
7_8	118		0,70	0,00	0,39	0,0004	0,022	25
3_9	112		0,67	0,00	0,37	0,0004	0,022	25
3_10	41		0,24	0,98	1,12	0,0011	0,038	40
10_11	77		0,46	0,00	0,25	0,0003	0,018	20
10_12	35		0,21	0,32	0,43	0,0004	0,023	25
12_13	53		0,32	0,00	0,17	0,0002	0,015	20

### III.7 La vitesse d'écoulement :

Initialement, une vitesse de 1 m/s est choisie de manière arbitraire pour calculer le diamètre. Ensuite, après une vérification, la valeur réelle de la vitesse d'écoulement dans la conduite est déterminée. Cependant, il est important de noter que les vitesses d'écoulement dans le réseau de distribution seront maintenues dans une fourchette de 0,5 à 1,5 m/s afin de prévenir les dépôts et l'érosion dans les conduites.

Pour le calcul on utilise :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.6})$$

### III.8 Le nombre de Reynolds (Re) :

Ce nombre est calculé pour caractériser les écoulements, sans dimension, on le calcule par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

V : La vitesse (m/s)

D : diamètre (m)

$\nu$  : La viscosité cinématique de liquide ( $\nu = 10^{-6}$ )

### III.9 Les pertes de charges :

Les pertes de charge linéaires sont exprimées avec l'expression générale suivante :

$$\Delta H = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{III.8})$$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charges

L : longueur (m)

V : la vitesse (m/s)

g : accélération due à la pesanteur ( $m/s^2$ )

D : diamètre (m)

### III.10 Le coefficient ( $\lambda$ ) :

Pour le calcul des pertes de charges, il faut déterminer  $\lambda$  par les formules ou par l'abaque de Moody, mais c'est un peu compliqué, c'est pourquoi nous avons utilisé la formule Swamee-Jane qui est une approximation de la formule de Colebrook-White et moins compliqué pour la détermination de ce facteur :

$$\lambda = \frac{0.25}{(\log_{10}(\frac{\epsilon}{3.71 \times D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}))^2} \quad (\text{III.9})$$

Avec :  $\epsilon = 10^{-4}$

Et :  $D = 10^{-6} m^2/s$

**Tableau 8: Résultats de calcul des vitesses et les pertes de charges**

Tronçons	Cote amont(m)	Cote aval(m)	Vitesse (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H$ (m)
1 _ 2	504	500	<b>0,8</b>	50656,07	0,021	0,43
1 _ 3	504	502	<b>0,6</b>	40367,03	0,022	0,23
2 _ 4	500	487	<b>0,6</b>	15863,68	0,028	2,15
2 _ 5	500	499,5	<b>0,9</b>	43416,39	0,022	0,67
5 _ 6	499,5	486	<b>0,7</b>	18201,49	0,027	3,14
5 _ 7	499,5	499	<b>0,7</b>	26252,88	0,024	0,50
7 _ 8	499	485,5	<b>0,8</b>	19704,36	0,026	3,91
3 _ 9	502	488,5	<b>0,7</b>	18702,45	0,026	3,38
3 _ 10	502	499	<b>0,9</b>	35588,92	0,023	0,94
10 _ 11	499	491	<b>0,8</b>	16072,41	0,027	3,48
10 _ 12	499	497	<b>0,9</b>	21935,90	0,025	1,40
12 _ 13	497	494,5	<b>0,6</b>	11062,83	0,030	1,25

### III.11 Les pressions au sol :

Pour vérifier la pression au sol (la pression dynamique), on calcule la charge hydraulique en chaque point puis on calcule la pression dynamique. [4]

Les pressions calculées l'ont été de la forme suivante :

$$\Delta H_{R-1} = H_R - H_1 \Rightarrow H_1 = H_R - \Delta H_{R-1}$$

$$\Delta H_{1-2} = H_1 - H_2 \Rightarrow H_2 = H_1 - \Delta H_{1-2}$$

La pression (en mètres) est obtenue par la relation suivante :

$$(P/\rho g + V^2/2g) = H - Z \quad \text{(III.10)}$$

Le terme de gauche est « la pression dynamique » qui s'exerce sur les conduites. C'est elle qui est recherchée dans ce calcul :

**Tableau 9: résultats de calcul de pression au sol**

Tronçons	cote amont (m)	cote aval (m)	$\Delta H$ (m)	Cote piézométrique amont (m)	Cote piézométrique aval (m)	P (m)
1 _ 2	504	500,0	0,42912481	504	503,57	3,6
1 _ 3	504	502,0	0,22747909	504	503,77	1,8
2 _ 4	500	487,0	2,15181812	503,57	501,42	14,4
2 _ 5	500	499,5	0,6684101	503,57	502,90	3,4
5 _ 6	499,5	486,0	3,13971072	502,90	499,76	13,8
5 _ 7	499,5	499,0	0,49505744	502,90	502,41	3,4
7 _ 8	499	485,5	3,90590046	502,41	498,50	13,0
3 _ 9	502	488,5	3,3816122	503,77	500,39	11,9
3 _ 10	502	499,0	0,94015466	503,77	502,83	3,8
10 _ 11	499	491,0	3,4833912	502,83	499,35	8,3
10 _ 12	499	497,0	1,39864594	502,83	501,43	4,4
12 _ 13	497	494,5	1,25211444	501,43	500,18	5,7

### III.12 Simulation du réseau par le logiciel (EPANET) :

#### III.12.1 Description :

EPANET est un logiciel compatible avec Windows 95/98 NT conçu pour effectuer des simulations à long terme du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution sous pression. Un tel réseau est composé de conduites, de nœuds (tuyaux, jonctions), de pompes, de vannes, de réservoirs de stockage et de réservoirs de distribution.

EPANET surveille en permanence l'écoulement de l'eau dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, la hauteur d'eau dans chaque réservoir, ainsi que la concentration des substances chimiques dans l'ensemble du réseau pendant une période de simulation, qui est divisée en plusieurs étapes temporelles. En plus de suivre les substances chimiques, il est également capable de simuler la traçabilité de l'âge de l'eau et de sa source.

La version Windows d'EPANET offre un environnement intégré permettant la saisie des données d'entrée du réseau, l'exécution de simulations hydrauliques et de qualité de l'eau, ainsi que la visualisation des résultats sous divers formats. Cela inclut des cartes du réseau, des tableaux de données, des graphiques de séries chronologiques et des représentations graphiques en couleur du terrain. [12]

### III.12.2 Méthode de calcul :

Le logiciel utilise une méthode basée sur l'approche de Todini ou la méthode du gradient pour calculer les équations qui décrivent la perte de charge et la conservation de la masse, caractérisant ainsi l'état hydraulique du réseau. Cette méthode commence par une estimation initiale des débits dans chaque tuyau, qui peut ou non satisfaire l'équation de conservation de la masse. À chaque itération de cette méthode, les nouvelles charges aux nœuds sont calculées en résolvant l'équation matérielle suivante :

$$AH = F \quad (\text{III.11})$$

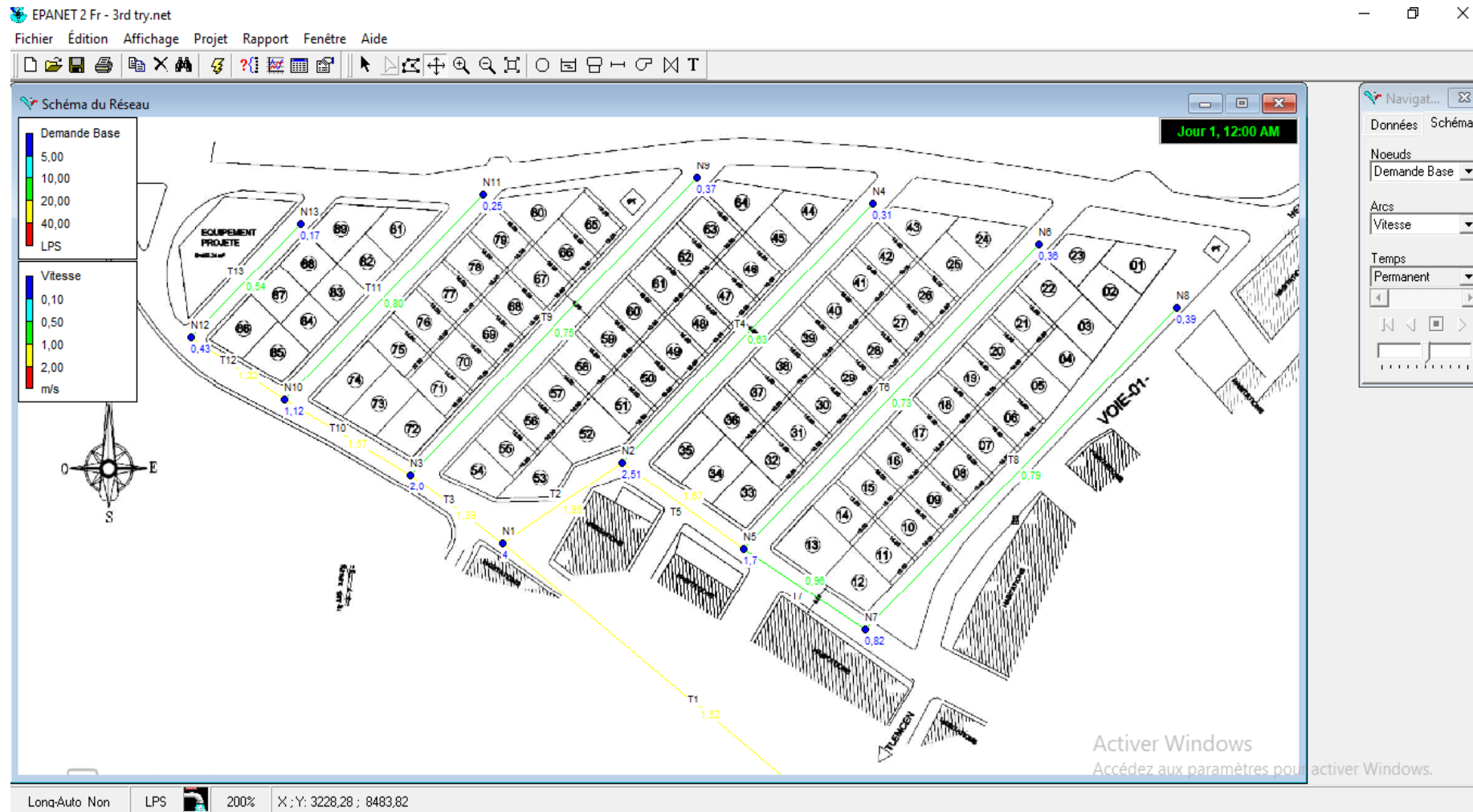
A est une matrice jacobienne de dimension  $N \times N$ .

H est un vecteur de dimension  $N \times 1$  représentant les charges inconnues aux nœuds.

F est un vecteur de dimension  $N \times 1$  contenant les termes du côté droit, résultant du déséquilibre de flux en un nœud, ainsi que d'un facteur de correction.

De cette manière, Epanet effectue des calculs pour déterminer le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans diverses sections du réseau, au cours d'une période de simulation divisée en plusieurs étapes. [13]

## Figure 20: plan de réseau d'AEP par EPANET



### III.13 Équipement du réseau de distribution :

#### III.13.1 Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un ensemble de conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) de classe de pression PN 6 bar, avec des diamètres variant de 20 mm à 63 mm.

#### III.13.2 Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires nécessaires à l'équipement du réseau de distribution se déclinent comme suit :

- **Robinets-vannes :**

Ces éléments sont positionnés au niveau de chaque nœud du réseau, permettant ainsi l'isolement des différentes sections du réseau en cas de réparation. Ils jouent un rôle crucial dans le réglage des débits, et leur actionnement s'effectue depuis le sol à l'aide d'une clé spéciale appelée "béquille". Cette clé est insérée dans une bouche à clé généralement située sur le trottoir, assurant ainsi un accès aisé.

- **Poteaux d'incendie :**

Les bouches d'incendie ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés aux conduites capables de fournir un débit minimal de 17 litres par seconde (l/s) avec une pression d'au moins 10 mètres de colonne d'eau (mce).

- **Ventouses :**

Les ventouses sont des dispositifs placés aux points les plus élevés du réseau afin de limiter la formation de vide dans les installations hydrauliques. Elles ont pour rôle particulier de permettre l'admission de poches d'air dans les conduites en cas de vidange due à la pénétration d'air.

- **Bouches d'arrosage :**

Ces dispositifs sont situés aux abords des jardins et des espaces verts.

#### III.13.3 Pièces spéciales de raccord :

a) **Les tés :** Ils sont employés pour connecter les canalisations secondaires à la canalisation principale.

b) **Les coudes :** Utilisés lorsque le changement de direction est nécessaire.

c) **Les cônes de réduction :** Ces composants sont employés pour réaliser des raccords lorsque le diamètre des conduites change.

***Chapitre IV :***  
***Dimensionnement du réseau***  
***d'assainissement***

### Chapitre IV :

### Dimensionnement du réseau d'assainissement

#### IV.1 Choix du réseau d'assainissement :

Dans ce projet, toutes les eaux, à la fois usées et pluviales, seront évacuées par un même réseau unitaire, son avantage réside dans sa rentabilité économique, sa simplicité de raccordement et de mise en œuvre.

#### IV.2 Estimation des débits à évacuer:

##### IV.2.1 Evaluation des débits des eaux usées :

L'évaluation de La quantité des eaux usées à évacuer journallement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant. Elle correspond aux plus fortes consommations journalières de l'année.

La quantité d'eaux usées évacuée dépend du type d'agglomération et des différentes catégories d'utilisation des sols. Lorsque l'urbanisation de l'agglomération augmente, la proportion d'eau rejetée augmente également.

L'eau à évacuer n'est que de 70% à 80% l'eau potable consommée.

On prend  $K = 0.8$  donc :

$$Q_{moyjEU} = Kr \cdot Q_{moyjAEP} \quad (IV.1)$$

$$Q_{moyEU} = 0.8 \cdot Q_{moyAEP} \quad (IV.2)$$

Avec :

$Q_{moyEU}$ : le débit moyen des eaux usées.

$Q_{moyAEP}$  : le débit moyen des eaux potable.

$Kr$ : coefficient qui représente le pourcentage des eaux consommées qui va être rejeté.

$Kr=70-80\%$ .

##### IV.2.1.1 Evaluation de débit moyen des eaux usées :

Le débit moyen rejeté est calculé par la formule :

$$Q_{moyj} = \frac{N \times D \times Kr}{86400} \quad (IV.3)$$

$$Q_{moyj} = 0.74 \text{ l/s}$$

Avec :

N : nombre d'habitants (534 hab)

D : dotation (150 l/j/hab)

##### IV.2.1.2 Evaluation de débit spécifique :

$$Q_{spé} = \frac{Q}{surface} \quad (IV.4)$$

$$Q_{spé} = \frac{0.74}{3.34}$$

$$Q_{spé} = 0.22 \text{ l/s/Ha}$$

### IV.2.1.3 Evaluation de débit unitaire :

La longueur totale du réseau est : 1201m

$$Q_{uni} = \frac{Q}{L_{total}} \quad (\text{IV.5})$$

$$Q_{uni} = \frac{0.72}{1201}$$

$$Q_{uni} = 0.00061 \text{ l/s/m}$$

### IV.2.1.4 Evaluation des débits de pointe des eaux usées :

Le débit d'eau usée n'est pas constant, il varie selon les saisons, les jours, les heures. Pour calculer le débit maximal a transité dans le réseau d'assainissement, il convient donc d'affecté le débit moyen d'un coefficient de pointe.

$$Q_{pEU} = K_p \cdot Q_{moyjEU} \quad (\text{IV.6})$$

**K<sub>p</sub>** : le coefficient de pointe

Généralement :

- Si  $Q_{moyj} > 2.8 \text{ l/s}$ ,  $K_p$  estimé par la relation :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyjEU}}} \quad (\text{IV.7})$$

- $Q_{moyj} < 2.8$  :  $k_p = 3$

On a :  $Q_{moyj} = 0.74 < 2,8 \text{ l/s}$  ; donc on prend :  $k_p = 3$

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

**Tableau 10: Résultat de calcul des débits des eaux usées**

Sous bassin	Tronçons	L (m)	Quni (l/s/m)	Qr (l/s)	Qentré(l/s)	Qsortie(l/s)	Qpentré	Qpsortie	Qp finale
1	1 - 2	29	0,000061	0,001769	0	0,001769	0	0,005	<b>0,0027</b>
2	2 - 3	24		0,001464	0,001769	0,003233	0,005	0,010	<b>0,0075</b>
	3 - 4	20		0,00122	0,003233	0,004453	0,010	0,013	<b>0,0115</b>
3	27 - 28	32		0,001952	0	0,001952	0	0,006	<b>0,0029</b>
	28 - 29	25		0,001525	0,001952	0,003477	0,006	0,010	<b>0,0081</b>
	29 - 4	26		0,001586	0,003477	0,005063	0,010	0,015	<b>0,0128</b>
4	4 - 5	30		0,00183	0,009516	0,011346	0,029	0,034	<b>0,0313</b>
	5 - 6	31		0,001891	0,011346	0,013237	0,034	0,040	<b>0,0369</b>
5	23 - 24	23		0,001403	0	0,001403	0	0,004	<b>0,0021</b>
	24 - 25	27		0,001647	0,001403	0,00305	0,004	0,009	<b>0,0067</b>
	25 - 26	27		0,001647	0,00305	0,004697	0,009	0,014	<b>0,0116</b>
	26 - 6	19		0,001159	0,004697	0,005856	0,014	0,018	<b>0,0158</b>
6	6 - 7	51		0,003111	0,019093	0,022204	0,057	0,067	<b>0,0619</b>
7	19 - 20	30		0,00183	0	0,00183	0	0,005	<b>0,0027</b>

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

	<b>20 - 21</b>	37		0,002257	0,00183	0,004087	0,005	0,012	<b>0,0089</b>
	<b>21 - 22</b>	24		0,001464	0,004087	0,005551	0,012	0,017	<b>0,0145</b>
	<b>22 - 7</b>	20		0,00122	0,005551	0,006771	0,017	0,020	<b>0,0185</b>
<b>8</b>	<b>7 - 8</b>	48		0,002928	0,028975	0,031903	0,087	0,096	<b>0,0913</b>
<b>9</b>	<b>15 - 16</b>	29		0,001769	0	0,001769	0	0,005	<b>0,0027</b>
	<b>16 - 17</b>	25		0,001525	0,001769	0,003294	0,005	0,010	<b>0,0076</b>
	<b>17 - 18</b>	23		0,001403	0,003294	0,006588	0,010	0,020	<b>0,0148</b>
	<b>18 - 8</b>	29		0,001769	0,004697	0,008357	0,014	0,025	<b>0,0196</b>
<b>10</b>	<b>8 - 9</b>	26		0,001586	0,038369	0,039955	0,115	0,120	<b>0,1175</b>
	<b>9 - 10</b>	25		0,001525	0,039955	0,04148	0,120	0,124	<b>0,1222</b>
<b>11</b>	<b>11 - 12</b>	29		0,001769	0	0,001769	0	0,005	<b>0,0027</b>
	<b>12 - 13</b>	32		0,001952	0,001769	0,003721	0,005	0,011	<b>0,0082</b>
	<b>13 - 14</b>	29		0,001769	0,003721	0,00549	0,011	0,016	<b>0,0138</b>
	<b>14 - 10</b>	17		0,001037	0,00549	0,006527	0,016	0,020	<b>0,0180</b>
<b>12</b>	<b>10 - 30</b>	22		0,001342	0,048007	0,049349	0,144	0,148	<b>0,1460</b>
	<b>30 - 31</b>	32		0,001952	0,049349	0,051301	0,148	0,154	<b>0,1510</b>

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

	<b>31 - 32</b>	25		0,001525	0,051301	0,052826	0,154	0,158	<b>0,1562</b>
	<b>32 - 33</b>	40		0,00244	0,052826	0,055266	0,158	0,166	<b>0,1621</b>
	<b>33 - 34</b>	41		0,002501	0,055266	0,057767	0,166	0,173	<b>0,1695</b>
<b>13</b>	<b>34 - 35</b>	14		0,000854	0,057767	0,058621	0,173	0,176	<b>0,1746</b>
	<b>35 - 36</b>	30		0,00183	0,058621	0,060451	0,176	0,181	<b>0,1786</b>
	<b>36 - 37</b>	36		0,002196	0,060451	0,062647	0,181	0,188	<b>0,1846</b>
	<b>37 - 38</b>	25		0,001525	0,062647	0,064172	0,188	0,193	<b>0,1902</b>
	<b>38 - 39</b>	28		0,001708	0,064172	0,06588	0,193	0,198	<b>0,1951</b>
	<b>39 - 40</b>	24		0,001464	0,06588	0,067344	0,198	0,202	<b>0,1998</b>
<b>14</b>	<b>40 - 41</b>	34		0,002074	0,067344	0,069418	0,202	0,208	<b>0,2051</b>
	<b>41 - 42</b>	35		0,002135	0,069418	0,071553	0,208	0,215	<b>0,2115</b>
	<b>42 - Rejet</b>	28		0,001708	0,071553	0,073261	0,215	0,220	<b>0,2172</b>

### IV.2.2 Estimation des débits des eaux pluviales à évacuer:

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale, Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondations).

Il y a deux méthodes essentielles pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode Rationnelle
- La méthode superficielle

Pour notre agglomération, on utilise la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit pluvial en se basant sur le fait que les sous bassins ont des surfaces assez faibles (inférieur à 10 Ha) et que le coefficient de ruissellement est bien estimé. Cette méthode consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités.

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

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A \quad (\text{IV.8})$$

Avec:

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

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

Cr : coefficient de ruissellement

i : intensité de précipitation sur un temps de concentration  $t_c$  (l / s / ha)

$\alpha$  : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace. Dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin ;

Dans notre cas on prend  $\alpha = 0.167$

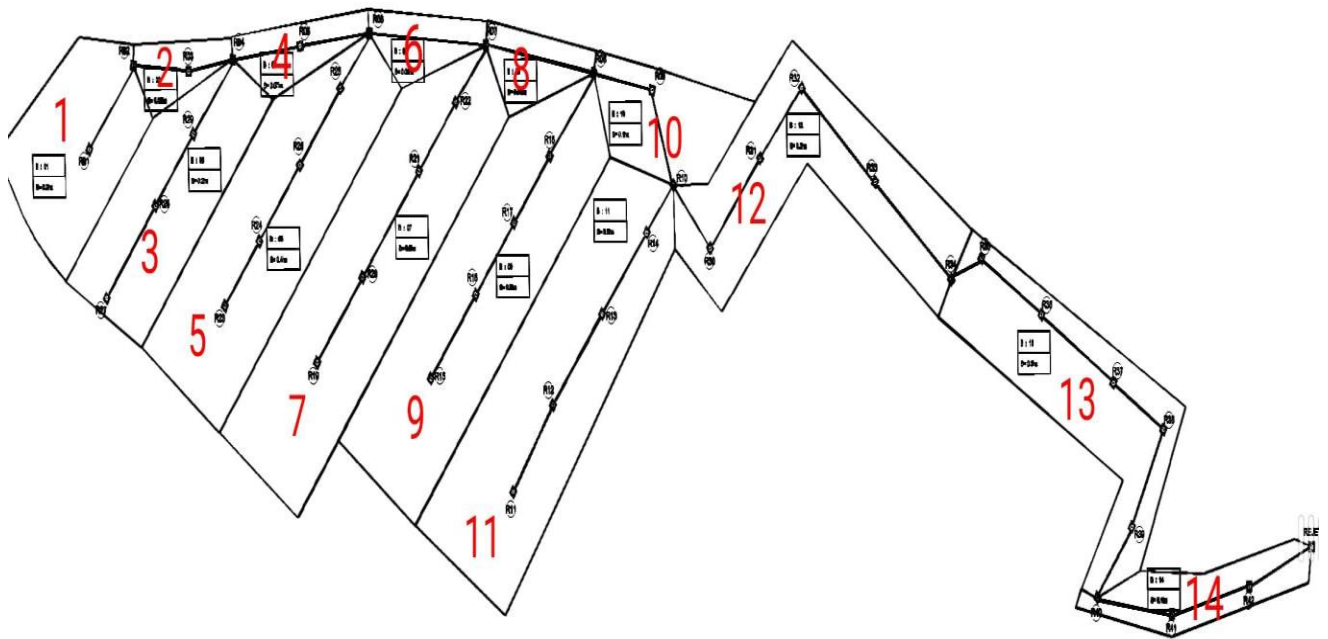
#### IV.2.2.1 Découpages des sous-bassins :

Le bassin versant, en général, est une zone géographique délimitée par des crêtes ou des lignes de partage des eaux, où toutes les eaux de surface convergent vers un seul cours d'eau. Par conséquent, pour diviser cette zone en sous-bassins élémentaires, nous tenons compte de plusieurs facteurs tels que la nature des sols, la densité de la population, le relief topographique, les infrastructures routières, les pentes, les limites naturelles comme les rivières ou les talwegs, etc.

Notre démarche a débuté par tracer notre plan sur Autocad, suivi de la subdivision de la surface totale en 14 sous-bassins distincts, chacun ayant sa propre superficie et sa propre longueur hydraulique, mesurée comme la plus grande distance entre un point quelconque du sous-bassin et un regard de collecte des eaux.

**Tableau 11: Aire de chaque sous bassins**

N° SV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Aire (Ha)	0.2	0.05	0.2	0.07	0.4	0.06	0.5	0.06	0.5	0.1	0.5	0.3	0.3	0.1



**Figure 21: plan de découpage des sous-bassins**

### IV.2.2.2 Calcul des caractéristiques de chaque sous bassin :

- **L<sub>hyd</sub>** : la longueur du plus long chemin hydraulique (m).
- **Cotes amont** : cote de terrain naturel amont (m)
- **Cotes aval** : cote de terrain naturel aval (m)
- **La pente** :

$$I = \frac{\text{coteamont} - \text{coteaval}}{\text{longueur}} \quad (\text{IV.9})$$

- **A** : la surface de sous bassin (Ha)
- **tc** : temps de concentration :

$$tc = 0.0195 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \quad (\text{IV.10})$$

Tableau 12: Résultats de calcul du bassin versant

Sous bassin	Lhyd (m)	cote amont	cote aval	pente	surface (Ha)	tc BV (min)
1	69,4	496,3	493,9	0,03	0,2	1,86
2	43,9	493,2	490,8	0,05	0,05	1,10
3	103,5	498,8	490,8	0,08	0,2	1,86
4	61,2	490,8	487,7	0,05	0,07	1,46
5	133,5	500,5	487,7	0,10	0,4	2,08
6	52,5	487,7	485,9	0,03	0,06	1,51
7	154,7	503,5	485,9	0,11	0,5	2,18
8	48,6	485,9	484,8	0,02	0,06	1,67
9	136,9	501,2	484,8	0,12	0,5	1,95
10	71,5	484,8	483	0,03	0,1	2,16
11	144,4	505,5	485,4	0,14	0,5	1,92
12	132,2	485,4	480,9	0,03	0,3	3,08
13	113,3	480,9	478	0,03	0,3	3,05
14	106,1	478	470	0,08	0,1	1,91

### IV.2.2.3 Calcul du réseau d'eau usée :

#### a) Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselée et le volume d'eau précipité sur cette aire, sa valeur varie de 0.05 à 1, il dépend de plusieurs facteurs : La nature du sol ; la pente du terrain ; le mode d'occupation du sol, la densité de la population, la durée de pluie

Pour l'estimation des eaux pluviales, et après le découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

On calcule le coefficient de ruissellement pondéré par la formule suivante :

$$Crp = \frac{Ai \times Cri}{A} \quad (IV.11)$$

Pour notre projet, on considère que le coefficient de ruissellement est une constante : **Cr=0.7.**

#### b) Intensité des pluies :

L'intensité des pluies  $i(tc)$  d'une durée  $t$  et période de retour  $T$  est exprimée par la relation de Montana :

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

---

$$i(tc) = a(T) \times tc^{-b(T)} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

**tc** : temps de concentration du bassin versant

**a(T), b(T)** : paramètres de Montana dépendant de la période de retour T

- **Paramètres de Montana :**

**a=4** et **b=0.5** pour le nord algérien qui correspondant à IDF d'une période de retour de **T=10ans**.

- **Temps de concentration (tc):**

Le temps de concentration **tc** exprimé en minutes (**min**) est le temps que met la goutte d'eau la plus éloignée en durée de l'écoulement, pour atteindre l'entrée de collecteur qui doit évacuer l'apport de l'aire considérée, on l'obtient par :

$$\text{La formule de Kirpich : } tc = 0.0195 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

Avec :

**I** : la pente de projet :  $I = \frac{\text{coteamont} - \text{coteaval}}{\text{longueur}}$  (en %)

**L** : la longueur de conduite entre deux regards (m)

- Les résultats de calcul des eaux pluviales sont illustrés dans le tableau ci-dessous

- **Diamètre normalisé :**

Pour calculer les diamètres adéquats des conduites pour le débit d'eau usée et d'eau pluviale, en respectant les limites de diamètre de 300 mm minimum et 1400 mm maximum pour le béton, nous appliquons la formule suivante :

$$D_{cal} = \left( \frac{n \times Q_{tot}}{0.3117 \times \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

**n** : coefficient de Manning caractérisant le matériau de la conduite **n=0.013**

**Qtot** : débit moyen Journalier (m<sup>3</sup> /s).

**I** : La pente de la conduite.

### IV.2.2.4 Dimensionnement de réseau :

Les tableaux ci-dessous présentent un récapitulatif des calculs des débits pour les eaux usées et pluviales de chaque tronçon, ainsi que les diamètres normalisés correspondants, y compris ceux des eaux pluviales.

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

**Tableau 13: Résultats des calculs d'eau pluviale :**

Sous bassin	tronçons	tc (min)	A (Ha)	Ltrc (m)	cote amont	cote aval	I	tc	i(tc)	Cr	Acum	Qplu(m3/s)
1	1 - 2	1,864	0,2	29	495,9	493,2	0,030	1,86	2,93	0,7	0,2	0,069
2	2 - 4	1,098	0,05	44	493,2	490,8	0,025	2,03	2,81	0,7	0,25	0,082
3	27 - 4	1,860	0,2	83	499	490,8	0,030	1,86	2,93	0,7	0,2	0,069
4	4 - 6	1,461	0,07	61	490,8	487,7	0,020	2,33	2,62	0,7	0,52	0,159
5	23 - 6	2,083	0,4	96	498,5	487,7	0,020	2,08	2,77	0,7	0,4	0,130
6	6 - 7	1,508	0,06	51	487,7	485,9	0,010	2,62	2,47	0,7	0,98	0,283
7	19 - 7	2,185	0,5	111	499	485,9	0,020	2,18	2,71	0,7	0,5	0,158
8	7 - 8	1,668	0,06	48	485,9	484,8	0,010	2,92	2,34	0,7	1,54	0,422
9	15 - 8	1,949	0,5	106	495,5	484,8	0,020	1,95	2,87	0,7	0,5	0,167
10	8 - 10	2,155	0,1	51	484,8	484,65	0,004	3,18	2,24	0,7	2,14	0,562
11	11 - 10	1,917	0,5	107	496,8	485,4	0,015	1,92	2,89	0,7	0,5	0,169
12	10 - 34	3,080	0,3	160	485,4	481	0,010	3,54	2,13	0,7	2,94	0,731
13	34 - 40	3,052	0,3	157	481	478	0,010	4,29	1,93	0,7	3,24	0,731
14	40 - Rejet	1,914	0,1	97	478	470	0,010	5,03	1,78	0,7	3,34	0,740

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

**Tableau 14: diamètres des conduites**

Sous bassin	tronçons	Qplu(m3/s)	QEU (m3/s)	Qtot	Dcal (m)	Dnorm (m)
1	1 - 2	0,069	0,0000027	<b>0,07</b>	0,194	<b>0,315</b>
2	2 - 4	0,082	0,000019	<b>0,08</b>	0,215	<b>0,315</b>
3	27 - 4	0,069	0,000024	<b>0,07</b>	0,195	<b>0,315</b>
4	4 - 6	0,159	0,000068	<b>0,16</b>	0,288	<b>0,315</b>
5	23 - 6	0,130	0,000036	<b>0,13</b>	0,266	<b>0,315</b>
6	6 - 7	0,283	0,000062	<b>0,28</b>	0,407	<b>0,5</b>
7	19 - 7	0,158	0,000045	<b>0,16</b>	0,287	<b>0,315</b>
8	7 - 8	0,422	0,000091	<b>0,42</b>	0,472	<b>0,63</b>
9	15 - 8	0,167	0,000045	<b>0,17</b>	0,293	<b>0,315</b>
10	8 - 10	0,562	0,000240	<b>0,56</b>	0,627	<b>0,8</b>
11	11 - 10	0,169	0,000043	<b>0,17</b>	0,311	<b>0,315</b>
12	10 - 34	0,731	0,00078	<b>0,73</b>	0,581	<b>0,8</b>
13	34 - 40	0,731	0,00112	<b>0,73</b>	0,581	<b>0,8</b>
14	40 - Rejet	0,740	0,00063	<b>0,74</b>	0,583	<b>0,8</b>

### IV.3 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

L'écoulement dans le domaine de l'assainissement est principalement gravitaire, ce qui signifie qu'il suit la pente naturelle du terrain autant que possible. De plus, cet écoulement doit maintenir une vitesse appropriée pour garantir l'auto-nettoyage des conduites tout en préservant leur intégrité.

- **L'auto-curage : [16]**

L'auto-curage signifie qu'une conduite d'assainissement peut transporter les débits sans se boucher. L'objectif de cette étude est généralement de choisir la bonne pente et les caractéristiques (comme le diamètre et la rugosité) pour une conduite nouvelle, rénovée ou remplacée.

Pour que l'auto-curage soit efficace, il est essentiel que la capacité de transport des particules solides soit adéquate, de sorte qu'elles ne se déposent pas ni ne se sédimentent dans la conduite. Au contraire, elles doivent être transportées et évacuées, que ce soit lors d'un cycle quotidien normal ou lors d'événements pluvieux (dans le cas des réseaux unitaires ou séparatifs d'eaux pluviales).

Il est essentiel alors d'atteindre une vitesse d'écoulement qui réponde aux critères suivants :

- Une vitesse minimale de 0,6 m/s pour 1/10 du débit à pleine section.
- Une vitesse de 0,3 m/s pour 1/100 du même débit.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, des dispositifs tels que des chasses automatiques ou des curages périodiques doivent être envisagés pour assurer le bon fonctionnement du système.

Contrairement aux préoccupations liées à l'auto-curage, notre préoccupation concernant la préservation des joints et du revêtement intérieur des canalisations circulaires nous pousse à établir des limites supérieures pour les pentes autorisées.

Par conséquent, il est fortement déconseillé de dépasser des vitesses d'environ 3 à 4m/s.

#### IV.3.1 Mode de calcul :

Avant d'entamer le calcul hydraulique du réseau d'assainissement gravitaire, nous posons l'hypothèse suivante :

- L'écoulement est uniforme en surface libre, ce qui signifie que le gradient hydraulique de la perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge résultante représente une énergie potentielle équivalente à la différence d'altitude entre le niveau d'eau en amont et en aval.

Les conduites d'égouts dimensionnées pour un débit à pleine section ( $Q_{ps}$ ) transportent en réalité, dans la plupart des cas, des quantités d'eau plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été initialement calculées. Pour les valeurs données des pentes et des diamètres normalisés, nous pouvons déduire le débit  $Q_{ps}$  et la vitesse  $V_{ps}$  de la conduite lorsqu'elle est complètement remplie. Les paramètres à considérer sont les suivants :

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

---

- **Périmètre mouillé (P)** : Il s'agit de la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.
- **Section mouillée (S)** : La zone de la conduite remplie d'eau en mètres carrés (m<sup>2</sup>)
- **Rayon hydraulique (Rh)** : Le rapport entre la section mouillée et le périmètre de la conduite en mètres (m)
- **Vitesse moyenne (v)** : Le débit d'eau en mètres cube par seconde (m<sup>3</sup>/s) divisé par la section mouillée en mètres carrés (m<sup>2</sup>)

L'écoulement dans les collecteurs est un type d'écoulement à surface libre qui obéit à la loi de la continuité formulée comme suit :

$$Q = V \times S \quad (\text{IV.14})$$

Avec:

**Q** : débit (m<sup>3</sup> /s).

**V** : vitesse d'écoulement (m/s).

**S**: section mouillée (m<sup>2</sup>).

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous appliquons la formule de Manning-Strickler, qui nous permet de calculer la vitesse moyenne :

$$V = K \times Rh^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \quad (\text{IV.15})$$

Avec:

**V**: vitesse de l'effluent (m/s).

**K**: coefficient de STRICKLER, dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement, ainsi que les matériaux utilisés.

**Rh**: rayon hydraulique (m).

**I**: (m/m) pente de la canalisation (rapport entre le dénivelé et la longueur du tronçon considéré).

Par conséquent, l'expression du débit sera :

$$Q = K \times S \times Rh^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \quad (\text{IV.16})$$

Avec:

**Q**: le débit (m<sup>3</sup>/s).

**S**: section mouillée (m<sup>2</sup>).

Le processus de calcul se déroule comme suit :

### IV.3.2 Débit et vitesse à pleine section :

Après avoir sélectionné un diamètre normalisé, toutes les grandeurs correspondant au remplissage complet ( $rH = h/D = 1$ ) sont identifiées. Ainsi, les formules précédentes peuvent être exprimées de la manière suivante :

$$Rh = \frac{S}{P} = \frac{D}{4} \quad (\text{IV.17})$$

$$Vps = KRh^{3/4}\sqrt{I}$$

$$\text{Donc: } Vps = 60\left(\frac{D}{4}\right)^{3/4}.I^{0.5}$$

$$Qps = KS\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}\sqrt{I} \quad (\text{IV.18})$$

Avec:

**D:** le diamètre de la conduite (m).

**Qps:** débit à pleine section (m<sup>3</sup> /s).

**Vps:** vitesse à pleine section (m/s).

**K:** coefficient de STRICKLER pris égal à 60 pour le PVC ou PEHD.

**Rh:** le rayon hydraulique (m).

**S:** la section mouillée (m<sup>2</sup>).

**P:** le périmètre mouillé (m).

### IV.3.3 Détermination des rapports de débit et de vitesse :

Les grandeurs correspondant au remplissage partiel ( $rQ < 1$ ) sont identifiées comme suit :

Pour simplifier les calculs, nous avons consulté la **figure 22** en dessous pour obtenir les rapports suivants :

$$rQ = \frac{Q}{Qps} \quad (\text{Rapport des débits}) \quad (\text{IV.19})$$

$$rV = \frac{Ve}{Vps} \quad (\text{Rapport des vitesses}) \quad (\text{IV.20})$$

$$rH = \frac{h}{D} \quad (\text{Rapport des hauteurs}) \quad (\text{IV.21})$$

Avec:

**Q:** Débit véhiculé par la conduite circulaire (m<sup>3</sup> /s).

**Ve:** Vitesse d'écoulement (m/s).

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

**Qps:** Débit à pleine section (m<sup>3</sup> /s).

**Vps:** Vitesse à pleine section (m/s).

**D:** Diamètre de la conduite (mm).

Prenons une conduite de section circulaire avec une pente uniforme, partiellement remplie. Les variables suivantes sont définies comme suit :

**Q:** le débit de cette conduite, supposée remplie à  $rH=H/D$  (rapport des hauteurs).

**V:** la vitesse correspondante à Q

**Qps:** son débit si elle était entièrement remplie.

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

---

**V<sub>ps</sub>**: sa vitesse correspondante à Q<sub>ps</sub>, c'est-à-dire à pleine section

**H**: hauteur de remplissage dans la conduite

H et V<sub>e</sub> s'obtiennent en fonction de rH et rV; par les relations:

$$\mathbf{H = rH \times D \quad (IV.22)}$$

$$\text{Et: } \mathbf{V = rV \times V_{ps}}$$

### IV.3.4 Détermination des temps de parcours :

Les temps de parcours en assainissement sont des paramètres importants pour évaluer la dynamique de l'écoulement des eaux dans un réseau d'assainissement.

On a :

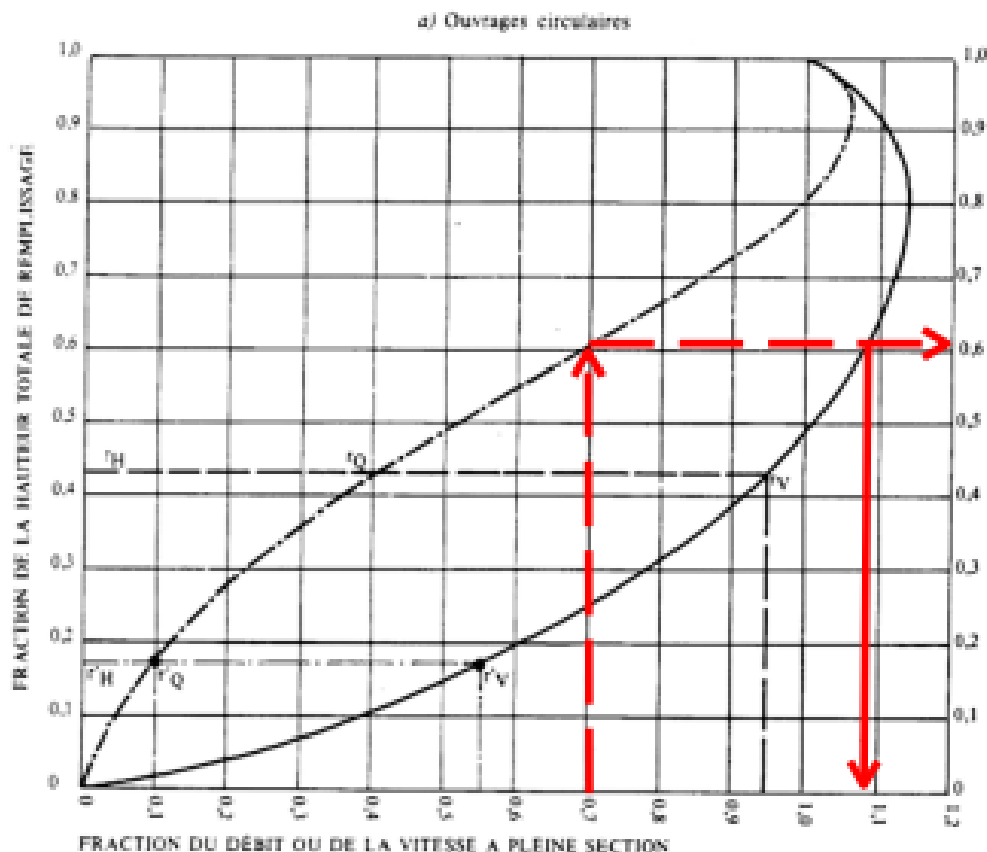
$$\mathbf{T_{par} = \frac{L}{60 \times V}(\text{min}) \quad (IV.23)}$$

$$\mathbf{T_{aval} = t_c + T_{par} \text{ (min)} \quad (IV.24)}$$

### IV.3.5 Condition d'auto-curage :

Pour un débit équivalent à Q<sub>ps</sub>/10, les valeurs sont rV=0,55 et rH=0,17.

## VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE



### MODE D'EMPLOI.

Les abacques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocourage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse amont en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

### Exemple :

Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_v = 0,43$  et  $r_H = 0,43$ .

Pour  $Q_{95}/10$ , on obtient  $r_v = 0,55$  et  $r_H = 0,17$  (autocourage).

**Nota.** — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1,00$  est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1,07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0,95$ .

La vitesse maximum ( $r_v = 1,34$ ) est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Figure 22: Nomographe de variation des débits et vitesses en fonction de remplissage

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

**Tableau 15: Rapports des débits, vitesses et hauteurs**

Sous bassin	Qtot	Dnorm (m)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	Tpar (min)	T aval (min)
1	0,07	0,315	0,28	3,54	0,25	0,83	0,29	<b>2,94</b>	<b>0,09</b>	0,16	2,03
2	0,08	0,315	0,25	3,23	0,33	0,89	0,34	<b>2,86</b>	<b>0,11</b>	0,26	2,28
3	0,07	0,315	0,28	3,54	0,25	0,83	0,29	<b>2,94</b>	<b>0,09</b>	0,47	2,33
4	0,16	0,315	0,22	2,89	0,71	1,06	0,59	<b>3,06</b>	<b>0,18</b>	0,33	2,66
5	0,13	0,315	0,22	2,89	0,58	1,04	0,50	<b>3,00</b>	<b>0,16</b>	0,53	2,62
6	0,28	0,5	0,55	2,78	0,52	1,02	0,47	<b>2,82</b>	<b>0,23</b>	0,30	2,92
7	0,16	0,315	0,22	2,89	0,70	1,06	0,58	<b>3,06</b>	<b>0,18</b>	0,60	2,79
8	0,42	0,63	1,01	3,24	0,42	0,95	0,40	<b>3,09</b>	<b>0,25</b>	0,26	3,18
9	0,17	0,315	0,22	2,89	0,74	1,06	0,61	<b>3,07</b>	<b>0,19</b>	0,57	2,52
10	0,56	0,8	1,20	2,38	0,47	0,99	0,43	<b>2,35</b>	<b>0,35</b>	0,36	3,54
11	0,17	0,315	0,19	2,50	0,87	1,08	0,70	<b>2,69</b>	<b>0,22</b>	0,66	2,58
12	0,73	0,8	1,91	3,80	0,38	0,93	0,38	<b>3,53</b>	<b>0,30</b>	0,75	4,29
13	0,73	0,8	1,91	3,80	0,38	0,93	0,38	<b>3,53</b>	<b>0,30</b>	0,74	5,03
14	0,74	0,8	1,91	3,80	0,39	0,93	0,38	<b>3,55</b>	<b>0,30</b>	0,46	5,49

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'évacuation

**Tableau 16: Vérification des conditions d'auto-curage**

Sous bassin	Qtot	Dnorm (m)	Qtot/10	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	rV	rH	V (m/s)	H (m)
<b>1</b>	0,07	0,315	0,007	0,28	3,54	0,55	0,17	<b>1,95</b>	<b>0,054</b>
<b>2</b>	0,08	0,315	0,008	0,25	3,23	0,55	0,17	<b>1,78</b>	<b>0,054</b>
<b>3</b>	0,07	0,315	0,007	0,28	3,54	0,55	0,17	<b>1,95</b>	<b>0,054</b>
<b>4</b>	0,16	0,315	0,016	0,22	2,89	0,55	0,17	<b>1,59</b>	<b>0,054</b>
<b>5</b>	0,13	0,315	0,013	0,22	2,89	0,55	0,17	<b>1,59</b>	<b>0,054</b>
<b>6</b>	0,28	0,500	0,028	0,55	2,78	0,55	0,17	<b>1,53</b>	<b>0,085</b>
<b>7</b>	0,16	0,315	0,016	0,22	2,89	0,55	0,17	<b>1,59</b>	<b>0,054</b>
<b>8</b>	0,42	0,630	0,042	1,01	3,24	0,55	0,17	<b>1,78</b>	<b>0,107</b>
<b>9</b>	0,17	0,315	0,017	0,22	2,89	0,55	0,17	<b>1,59</b>	<b>0,054</b>
<b>10</b>	0,56	0,800	0,056	1,20	2,38	0,55	0,17	<b>1,31</b>	<b>0,136</b>
<b>11</b>	0,17	0,315	0,017	0,19	2,50	0,55	0,17	<b>1,38</b>	<b>0,054</b>
<b>12</b>	0,73	0,800	0,073	1,91	3,80	0,55	0,17	<b>2,09</b>	<b>0,136</b>
<b>13</b>	0,73	0,8	0,073	1,91	3,80	0,55	0,17	<b>2,09</b>	<b>0,136</b>
<b>14</b>	0,74	0,800	0,074	1,91	3,80	0,55	0,17	<b>2,09</b>	<b>0,136</b>

### **IV.4 Interprétation :**

D'après nos calculs, il ressort que le réseau d'assainissement de Ain Al Hadjar respecte les normes en vigueur en matière d'auto-curage, car toutes les vitesses d'auto-curage observées sont supérieures à 0,6 m/s. Cela signifie que les débits dans notre réseau sont adéquats pour permettre une évacuation complète des eaux usées, éliminant ainsi tout risque d'accumulation ou de stagnation dans les canalisations. Cette conformité témoigne de la qualité de notre dimensionnement, garantissant une performance hydraulique optimale du réseau d'assainissement pour répondre efficacement et durablement aux besoins de notre communauté.

## *Conclusion générale*

---

## Conclusion générale

### Conclusion générale

Ce mémoire porte sur une étude consacrée au réseau de distribution d'eau potable et au réseau d'assainissement du récent lotissement situé dans la région d'Ain Al Hadjar., commune Hennaya, wilaya de Tlemcen.

Tout d'abord, une inspection du site et une évaluation des réseaux d'eau potable et d'assainissement de la région, ainsi que la collecte de données démographiques et d'approvisionnement en eau de la localité comme la taux d'accroissement, l'origine d'alimentation en eau,...

Nous avons initié nos calculs en déterminant le nombre de la population ainsi que leurs besoins quotidiens en eau pour usage domestique.

En ce qui concerne l'alimentation en eau potable (AEP), L'étude a révélé que l'approvisionnement en eau sera assuré à partir d'une conduite de diamètre DN 110, située en limite du lotissement. Cette analyse nous a conduits à dimensionner de manière optimale les canalisations en polyéthylène haute densité (PEHD) avec des diamètres variant de 20 mm à 63 mm avec une pression nominale (PN) de 6 bars. La pression minimale dans le réseau est maintenue à un niveau de 1,8 mètre, tandis que la pression maximale ne dépasse pas 30 mètres. La vitesse d'écoulement dans notre réseau de distribution varie dans une fourchette allant de 0,6 mètres par seconde à 0,9 mètres par seconde. Le dimensionnement a été réalisé préalablement à l'aide d'un programme Excel, suivi d'une simulation avec Epanet. Par conséquent, le réseau de distribution composé de 13 nœuds, d'une longueur totale de 787 mètres, garantira pleinement la qualité et la continuité du service jusqu'à l'horizon d'étude, qui s'étend sur une période de 20 ans.

En ce qui concerne l'assainissement, notre processus a débuté par le calcul des débits d'eaux usées domestiques à évacuer. Ensuite, nous avons procédé à la conception du réseau en utilisant le logiciel AutoCAD. Le logiciel AutoCAD a également été utile pour diviser la zone en plusieurs sous-bassins, ce qui nous a permis de calculer les débits pluviaux en appliquant à la fois la méthode rationnelle et le modèle de Kirpich pour l'estimation de temps de concentration. Le dimensionnement adéquat a été réalisé à l'aide d'un programme Excel. Les résultats obtenus sont très satisfaisants, avec des diamètres de conduite supérieurs à 300 mm, et toutes les sections du réseau ont été minutieusement vérifiées pour garantir un bon auto-curage.

Pour conclure, l'analyse que nous avons menée sur le nouveau lotissement du village Ain El Hadjar représente une initiation à notre future vie professionnelle. Elle nous a offert l'opportunité d'approfondir nos connaissances théoriques et d'acquérir certaines notions pratiques essentielles.

## *Bibliographie*

## Références bibliographiques

- [1] : <https://www.sfm.u.org/toxin/EAU/DIVERS/DEFINITI.HTM> consulté le : 20/04/2023
- [2] : **SALOMON.JN (2003)** : Danger pollutions. Chapitre3 : Gestion des eaux et alimentation en eau potable. Presse universitaire de Bordeaux.
- [3] : **HADJAB.M** : cours alimentation en eau potable, hydraulique urbaine 2<sup>ème</sup> année licence, chap2
- [4] : **DUPONT.A (1974)** : Hydraulique urbaine tome2, ouvrages de transport élévation et distribution des eaux, Paris : Eyrolles.
- [5] : **Nafi A. (2006)** : La programmation pluriannuelle du renouvellement des réseaux d'eau potable. Thèse de doctorat. Université Louis Pasteur, Strasbourg
- [6] : **Prescriptions techniques pour la conception et la réalisation des ouvrages d'eau**, direction de l'eau et l'assainissement, Montpellier, (octobre 2014)
- [7] : **Bourrier.R, Satin.M et Selmi.B** : Guide technique de l'assainissement (collecte, épuration, conception, exploitation), 5<sup>ème</sup> édition, **LE MONITUER (2017)**
- [8] : **Veolia, version 2004**, guide technique pour la réalisation des réseaux d'assainissement, p11
- [9] : **Bernadotte.G (2006)** : La méthode rationnelle généralisée : Analyse de sensibilité et performance
- [10] : <https://www.avizo.ca/blogue/trois-types-egouts-municipaux/> consulté le : 11/04/2023
- [11] : **BRUNO.k et DAMIEN.M** : le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations KERLOC'H BRUNO (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) (DDE 80)
- [12] : <https://team.inria.fr/lemon/files/2022/03/PriseEnMainEpanet.pdf> consulté le : 20/06/2023
- [13] : **DIOUF.M et O. (2005)** : Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un système d'évacuation de la nouvelle ville DIAMNIADIO.

[14] : **HADJAB.M** : cours assainissement, hydraulique urbaine 2<sup>ème</sup> année licence, chap3

[15] : **VAZQUEZ.J (2013)** : Hydrologie et hydraulique urbaine en réseau d'assainissement.  
**P:137**

[16] : <https://www.avizo.ca/blogue/trois-types-egouts-municipaux/> consulté le :  
**21/09/2023**

[17] : <https://www.ville.laprairie.qc.ca/actualite/cycle-eau-la-prairie/> consulté le : **23/09/2023**

[18] : **SEHRIR.N (2016)**: Cours hydrologie : méthodes de calcul d'un débit de projet,  
Hydraulique environnement et climat, Ecole Hassania des travaux publics. Chap3