

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain arnat (w.Setif) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0023-18

APA Citation ( توثيق APA):

Ounoughi, Rami (2018). Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain arnat (w.Setif)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

### **OPTION : Alimentation en eau potable**

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU  
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE D'AIN  
ARNAT(W.SETIF)**

Présenté par :

M<sup>r</sup> : OUNOUGH I Rami.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M <sup>r</sup> KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
M <sup>r</sup> HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Membre
M <sup>me</sup> KADI Latifa	M.A.A	Membre
M <sup>r</sup> DERNOUNI Youcef	M.C.A	Membre
M <sup>me</sup> MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promoteur

Janvier 2019

## *Remerciement*

*C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à : Mme MOKRANE Wahiba en tant que promotrice. et Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont permis de bénéficier de son expérience et d'acquérir de nombreuses connaissances tout le long de ce travail.*

*Je remercie L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*

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

*J'adresse également mes remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout le long de mon travail.*

*R.ounoughi*

# *Dédicace*

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

*A ma très chère mère et mon cher père*

*A toute ma grande famille*

*A tous mes amis et la famille de l'ensh*

*R.ounoughi*

إن العمل الذي قمنا به في تشخيص وتصميم نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة عين أرناط بولاية سطيف، بتقديم أولا نظرة عامة على مختلف الينابيع المائية، شبكة التوزيع وكذلك مختلف منشآت التخزين للمنطقة وهذا ما سمح لنا بتحديد النقائص الموجودة في هذه الشبكة، وتقديم الحلول اللازمة لضمان السير الحسن لهذه الأخيرة .  
مكنتنا هذه الدراسة من إعطاء بعض التعديلات والاقتراحات لتلبية حاجيات المستهلكين في الفترة الراهنة والمرحلة المستقبلية ( أفاق الدراسة 2045 ).

## Résume

Le travail consiste à faire un diagnostic et une rehabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain arnat wilaya de Sétif ,en donnant en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydrauliques, réseau et ouvrages de stockage ce qui va nous permettre de déterminer les défaillances de ces derniers et proposer des solutions pour avoir un bon fonctionnement du réseau .

Cette vérification nous permettra de donner un certain nombre de modifications et recommandations qui ont pour but de satisfaire les consommateurs jusqu'à l'horizon d'étude 2045.

## Abstract

This work consists in making a diagnosis and design of the system of water supply in the Ain Arnat city ( Setif) through, at first, giving a general survey about the current situation of the different hydraulic resources, networks and reservoirs. After that, the problems of the system are determined and suitable solutions are proposed to have a good functioning of the network. This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city.

# Table de matières

---

<b>Introduction générale</b> .....	01
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>	
1.1- Introduction.....	03
I.2.Situation géographique.....	03
I.3.Situation topographique.....	04
1.4.Situation géologique.....	04
I.5 Situation climatique.....	04
1.6 Démographie.....	05
1.7 .Situation hydraulique actuelle.....	05
1.7.1 Ressource en eau.....	05
1.7.2 Système de production distribution d'eau potable.....	06
1.7.3 Réseau de distribution.....	07
1.8. Conclusion.....	08
<b>Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable</b>	
II.1. Introduction.....	10
II.2. Evaluation de la population future.....	10
II.3. Evaluation des besoins en eau potable.....	11
II.3.1 généralités.....	11
II.3.2 choix de la dotation.....	11
II.3.3 Besoins domestiques.....	11
II.3.4 Besoins des équipements publics.....	12
II.4. variation de la consommation.....	14
II.4.1.Coefficient d'irrégularité.....	14
II.4.2 variation de la consommation journalière.....	16
II.4.3 variation de la consommation horaire.....	17
II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	18
II.6. Conclusion.....	27
<b>Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existant</b>	
III.1.Introduction.....	29
III.2. ressources en eau.....	29
III.3. schéma d'adduction actuel.....	30
III.4. diagnostic des ouvrages de stockage.....	31
III.5. diagnostic du réseau de distribution.....	35
III.5.1 Etat du réseau.....	35
III.5.2 calcul hydraulique du réseau existant.....	35
III.5.3 Résultat de la simulation hydraulique de réseau actuel.....	41
III.6 Interprétation des résultats de calcul pour l'horizon 2018.....	41
III.7. l'état physique des conduites.....	45
III.8. Recommandations concernant le réseau de distribution.....	47

# Table de matières

---

III .9 Conclusion.....	48
------------------------	----

## **Chapitre IV : Projection d'un réseau d'AEP a l'horizon 2045**

IV.1.Introduction .....	50
IV.2 les réservoirs.....	50
IV .2 .1Rôles des réservoirs existants.....	50
IV.2.2. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant.....	50
IV.3.Choix du type de réseau projeté .....	53
IV.4 Calcul du diamètre des conduites de distribution projeté .....	55
IV.5.calcul hydraulique du réseau de distribution.....	57
IV.6 résultats de la simulation hydraulique du réseau a l'horizon 2045 .....	63
IV.6.1 cas de pointe.....	63
IV.6.2 cas de pointe plus incendie .....	67
IV.7 Conclusion.....	72

## **Chapitre V : Pose de canalisation et accessoires**

V.1 Introduction .....	73
V.2 Pose de canalisation.....	73
V.2.1 Principe de pose des canalisations.....	73
V.2.2 Choix et type de pose de canalisation .....	73
V.3 Différentes étapes de mise en place des canalisations.....	75
V.3.1 Réalisation des fouilles.....	75
V.3.2 Lit de pose .....	76
V.3.3 Remblaiement.....	76
V.4. epreuve des joints et des canalisations principales.....	77
V.5. accessoires du réseau .....	78
V.6 pièces spéciales de raccord.....	81
V.7 les organes de mesure.....	82
V.8 conclusion.....	83

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

VI.1-Introduction.....	85
VI.2. Travaux concernant réseau de distribution.....	85
VI.3- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....	85
VI.4- Calcul des volumes des travaux .....	86
VI.4.1 Calcul du volume du déblai de réseau .....	86
VI.4.2 la profondeur ( $H_r$ ).....	86
VI.4.3 Largeur de la tranchée .....	87
VI.4.4 Calcul du volume du déblai .....	87
VI.4.5- Lit de sable.....	88
VI.4.6- Volume de la conduite .....	88

## Table de matières

---

VI.4.7- Remblai compacté .....	89
VI.5- Devis estimatif .....	90
VI.6. Planification des travaux.....	91
VI.7. Planification par la méthode du réseau .....	91
VI.8.Conclusion .....	94

### **Chapitre VII : Protection et sécurité de travail**

VII.1 Introduction .....	96
VII.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique .....	96
Facteurs humains.....	96
Facteurs matériels .....	96
VII.3 Liste des conditions dangereuses.....	97
VII.4 Liste des actions dangereuses.....	97
VII.5 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	98
Protection individuelle.....	98
Autre protections.....	98
Protection collective.....	98
Equipement de mise en œuvre du béton.....	98
Engin de levage.....	98
Appareillage électrique.....	99
VII.6 Conclusion .....	99

<b>Conclusion générale.....</b>	<b>100</b>
---------------------------------	------------

# Liste des tableaux

---

## CHAPITRE I : présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1998-2006).....	05
Tableau I-2 : classement des conduites selon leur nature.....	07

## CHAPITRE II : estimation des besoins en eau

Tableau II-1 : Population d'Ain arnat pour différents horizons.....	10
Tableau II.2 : Besoins moyens journaliers domestique.....	12
Tableau II.3 : Evaluation des besoins administratifs .....	12
Tableau II.4 : Evaluation des besoins scolaires.....	12
Tableau II.5 :Evaluation des besoins sanitaires.....	13
Tableau II.6 :Evaluation des besoins socioculturel et sportifs.....	13
Tableau II.7 :Evaluation des besoins commerciaux.....	13
Tableau II.8: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	14
Tableau II-9 : Valeurs de $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau II.10: Coefficient d'irrégularité maximale horaire pour notre étude.....	15
Tableau II.11 : Valeurs de $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II.12: Coefficient d'irrégularité minimal horaire pour notre étude.....	16
Tableau II-13: débit maximal journalier.....	16
Tableau II-14: débit minimal journalier .....	17
Tableau II-15: débit maximal et minimal horaire .....	18
Tableau II-16 : Répartition des débits horaires a l'horizon (2018).....	18
Tableau II-17 : Les besoins en eau en 2025, 2035 et 2045 .....	20
Tableau II-18: débit maximal et minimal horaire (en 2025, 2035,2045).....	20
Tableau II-19: Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2025.....	21
Tableau II-20: Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2035.....	23
Tableau II-21: Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2045.....	25

## CHAPITRE III : Diagnostic du reseau d'AEP existant

Tableau III. 1 : données sur le schéma d'adduction actuel.....	30
Tableau III. 2 : Caractéristiques du réservoir d'ain arnet.....	31
Tableau III.3 : Caractéristiques du réservoir demamgha .....	33
Tableau III.4 : valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau existant.....	37
Tableau III. 5 charges et pressions dans le réseau existant .....	41
Tableau III. 6 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant.....	42
Tableau III. 7 : l'état physique des conduites.....	45
Tableau III. 8 : L'état du réseau de distribution existant.....	47

# Liste des tableaux

---

## **CHAPITRE IV : projection d'un réseau d'AEP a l'horizon 2045**

Tableau IV.1: Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel (2018).....	45
Tableau IV.2: Les valeurs de $K',m$ et $\beta$ .....	56
Tableau IV.3 : valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté.....	55
Tableau IV.4 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe.....	57
Tableau IV5 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe).....	64
Tableau IV.6 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe plus incendie).....	69

## **CHAPITRE V : Organisation de chantier**

Tableau VI.1 : Calcul du volume du déblai du réseau .....	87
Tableau VI.2 : Calcul du volume du lit de sable .....	88
Tableau VI.3 : Calcul du volume des conduites .....	89
Tableau VI.4 : Devis estimatif et quantitatif du projet .....	90
Tableau VI.1 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.....	90

# Liste des figures

---

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

<b>Figure I.1</b> : Carte de découpage administratif des communes de la wilaya de setif .....	03
<b>Figure I.2</b> : Schéma synoptique du reseau d'AEP d'Ain Arnat .....	08
<b>Figure I.3</b> : Répartition en pourcentage des matériaux .....	08

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

<b>Figure II-1.</b> Graphique de consommation(2018).....	19
<b>Figure II-2</b> : Courbe intégrale de consommation.....	19
<b>Figure II-3.</b> Graphique de consommation al'horizon2025 .....	22
<b>Figure II-4</b> : Courbe intégrale al'horizon2025 .....	22
<b>Figure II-5.</b> Graphique de consommation al'horizon2035 .....	24
<b>Figure II-6:</b> Courbe intégrale al'horizon2035 .....	24
<b>Figure II-7.</b> Graphique de consommation .....	26
<b>Figure II-8</b> : Courbe intégrale de consommation a l'horizon2045.....	26

## Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

<b>Figure III.1</b> : Schéma du transfert des eaux de la station de traitement du barrage d'Ain zada vers Sétif.....	30
<b>Figure III.2</b> : Procède de javellisation du réservoir d'Ain arnat .....	32
<b>Figure III. 3</b> : réservoir d'Ain arnat capacité 500 m <sup>3</sup> .....	32
<b>Figure III.4</b> :photo du reservoir d'Ain arnat (a gauche) et etat de la vanne de sectionnement sur la conduite d'alimentation (a droite).....	33
<b>Figure III.5</b> : reservoir demamgha capacite 1000 m <sup>3</sup> .....	28

## Chapitre V : pose de canalisation et accessoires

<b>Figure V.1</b> : coupe transversale d'un remblai de fouille .....	77
<b>Figure V.2</b> : Robinet vanne .....	79
<b>Figure V.3:</b> Vanne a papillon .....	79
<b>Figure V.4</b> : Clapet anti retour .....	80
<b>Figure V.3:</b> Ventouse.....	81

## Chapitre VI : Organisation de chantier

<b>Figure VI.01:</b> Schéma d'une tranchée.....	86
<b>Figure VI.2</b> : Réseau a nœud.....	93

## **Liste des planches**

1. Plan de masse de réseau de la ville d'Ain arnat W.Setif.
2. Plan de masse et de réseau d'AEP existant de la ville d'Ain arnat W.Setif.
3. Plan de masse et de réseau d'AEP projeté de la ville d'Ain arnat W.Setif.
4. Profil en long de la conduite R1 vers le nœud 40 de la ville d'Ain arnat W.Setif.
5. Detail des noeuds.

## **Introduction générale**

Le réseau d'alimentation en eau potable consiste en un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de rénover quand il atteint un seuil de vétusté limité. Ce seuil dépend de plusieurs paramètres que ce soit environnementaux, techniques ou de gestion.

Le vieillissement des conduites engendre des dysfonctionnements qui se manifestent principalement à travers des fuites et des ruptures au niveau des conduites, engendrant des pertes d'eau ainsi que l'augmentation des frais d'entretien.

En plus des baisses de pression due à l'accroissement des pertes de charge, nous pouvons assister à une dégradation de la qualité de l'eau (eau colorée, présence des microorganismes...) et des risques de contamination.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable, commence par un diagnostic des systèmes existants pour satisfaire la population en eau potable.

Le présent travail entre dans le contexte du diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Arnat (Sétif) dont la population souffre actuellement d'un manque en termes d'approvisionnement en eau potable.

Pour ce faire, nous allons collecter les données de connaissance de la zone d'étude en premier chapitre et faire une estimation des besoins en eau des habitants dans le second chapitre.

Le troisième chapitre va faire l'objet du diagnostic du réseau de distribution d'eau potable existant des points de vue physique et hydraulique. Dans le quatrième chapitre nous allons faire l'étude du réseau projeté en lui assurant un bon fonctionnement et dans le cinquième chapitre nous proposons les équipements accessoires adéquats.

L'estimation du coût de notre projet ainsi que sa durée de réalisation seront abordés dans le dernier chapitre et nous achèverons notre travail par une conclusion générale.

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

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

### I.1. Introduction:

Dans ce chapitre nous allons décrire la situation de la zone d'étude et toutes ces caractéristiques, les données hydrauliques propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de mener à bien notre travail.

### I.2. Situation géographique

La commune d'Ain Arnet est située à une distance de 07 km à l'ouest du chef-lieu de la wilaya de Sétif, s'étendant sur une superficie de 242 km<sup>2</sup>, elle jouit d'une position géographique favorable, de part sa proximité du chef-lieu, de sa situation sur la RN 05, de sa proximité de l'aéroport de Sétif, .... Pour devenir un pôle de développement urbain en extension du chef-lieu de la wilaya de Sétif. Elle est délimitée ainsi :

- Au nord : communes d'El ourissia, Ain abessa, Ain Roua, Beni oussine
- A l'est : communes de Sétif
- A l'ouest : communes d'Ain taghrout.
- Au sud : commune de Mezloug

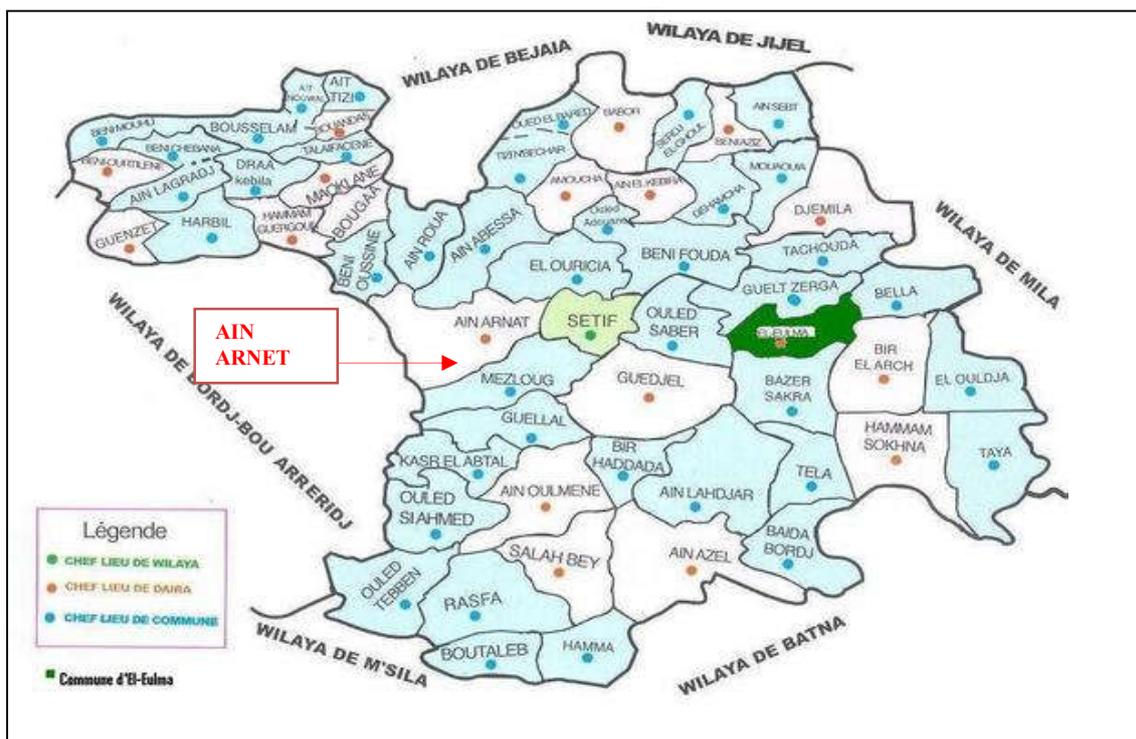


Figure I.1 : Carte de découpage administratif des communes de la wilaya de Sétif

### I.3. Situation topographique

La ville jouit d'une topographie relativement régulière caractérisée par un relief relativement plat au niveau de tous ses compartiments.

L'altitude de la zone d'étude varie peu, entre 977.800 m et 1048.970 m NGA, pour les habitations.

Le levé topographique du terrain a mis en évidence un relief uniforme voire légèrement vallonné, sur l'ensemble du territoire de la ville. On deux principales parties, une partie haute au nord de la RN 5 et une partie basse au sud.

### I.4. Situation géologique

La ville d'Ain Arnat présente un territoire inclus au plan géologique dans le grand ensemble structurel des hauts plateaux.

Il existe trois glaciais de quaternaire qui se résument comme suit :

- Alluvions récentes ou actuelles :

Il s'agit des limons et des graviers .Quelques galets gréseux de provenance méridionale.

- Terres arable, alluvions anciennes et quaternaire indéterminée :

Ce sont des plages limoneux qui ne sont qu'exceptionnellement inondable sur lesquels s'est installé un sol brun peu ou pas calcaire. Leur intérêt économique est grand car ce sont des formations qui portent leurs cultures.

- Nappe Telliennes :

**Au nord, la sous-province tellienne**, de type base de marge continentale, comprenant les manifestations volcaniques au Tertiaire. Cette sous-province recèle environ 47% des gisements et 40% du potentiel Pb-Zn. Les gisements sont essentiellement filoniens, avec association minérale complexe : Pb, Zn, Cu, pyrite, F, Ba (As, Sb, Hg, Ni, Ag, In), dans des encaissants plutôt siliceux (gneiss, schistes, marnes, grès). Les filons, amas et disséminations se rencontrent aussi bien dans le socle métamorphique que dans les séries de couverture, jusque dans le Miocène post-nappe. (source : DRE Setif)

### I.5. Situation climatique

**I.5.1 - Le climat :** Cette région est caractérisée par un climat continental semi aride avec des étés chauds et des hivers rigoureux. La saison chaude est sèche, elle s'étale du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide de novembre à mars.

### I.5.2. La pluviométrie :

Les précipitations moyennes interannuelles sont exprimées sous forme de lame de pluies, cette dernière est estimée à 400 mm (Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord par l'agence Nationale des Ressources Hydraulique ANRH).

**Tableau I-1** : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1998-2006)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
$P_{moy}(mm)$	55.2	44.3	51.4	35.6	21.7	7.9	2.2	7.4	21.5	45.4	48.7	68.7
%	12,85	10,88	12,63	8,74	5,33	1,94	0,54	1,82	5,28	11,15	11,96	16,88

Source : ANRH Setif.

### I.5.3- La neige

La neige tombe chaque hiver dans la région pendant des périodes atteignant les **15 à 20** Jours. Ce phénomène a un rôle important, si on considère la superficie des crêtes qui bordent les différentes plaines, la fonte de la neige favorise au maximum l'infiltration des eaux au sous-sol par rapport au ruissellement de surface, ce qui représente un apport considérable en matière de recharge des nappes souterraines.

## 1.6. Démographie

La démographie est un paramètre déterminant dans toute étude de planification et d'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable, car l'exploitation ultérieure de ce dernier, pour assurer les besoins en eau de la population, dépend non seulement du nombre d'habitants de l'agglomération, de leur niveau de vie mais aussi de la diversité des activités locales et des extensions.

Le recensement général de l'habitat et de la population établi en 2008 est 20 084 habitants, avec un taux d'accroissement de 2.36 % source (plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (P.D.A.U) Ain Arnat).

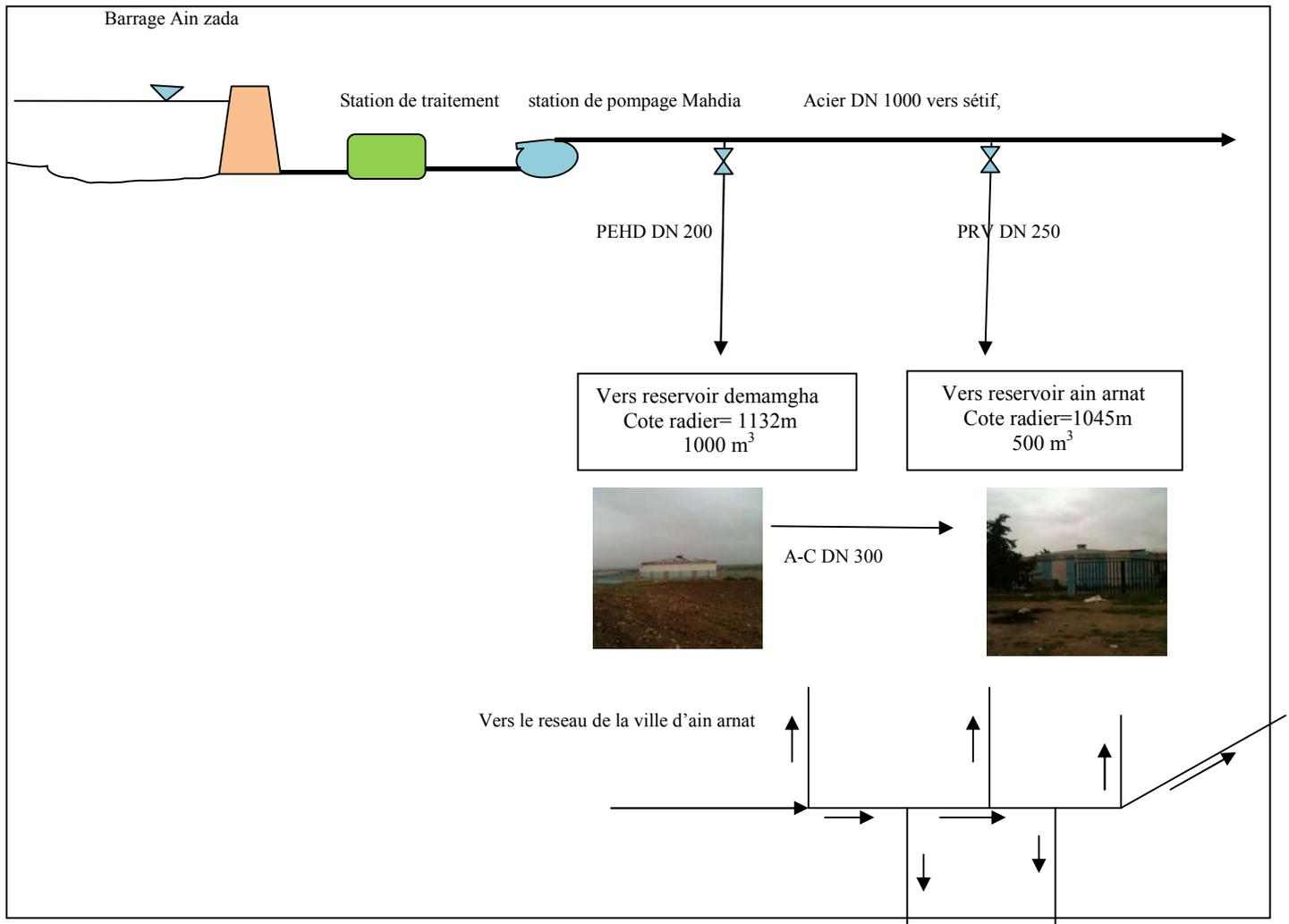
## 1.7. Situation hydraulique actuelle

### 1.7.1. Ressource en eau :

Actuellement la ressource en eau principale qui alimente la ville d'Ain arnat provient des eaux de surface du barrage d'Ain zada. Une station de traitement située à l'aval du barrage traite les eaux qui seront transférées par pompage au niveau de la station de Mahdia via une

conduite DN 1000 qui alimente les villes de Sétif, EL Eulma et Ain arnat. Le transfert vers la ville d'Ain arnat est assuré par deux piquages sur cette conduite DN 1000. Le premier piquage en PEHD DN 200 alimente le réservoir de Demamgha, le deuxième piquage alimente le réservoir d'Ain arnat en PRV DN 250, le réservoir de Demamgha alimente celui d'Ain arnat via une conduite amiante-ciment DN 300.

La figure suivante présente le réseau de fonctionnement hydraulique du système d'alimentation en eau potable.



**Figure I.2 :** Schéma synoptique du réseau d'AEP d'Ain Arnat.(DRE Setif)

### 1.7.2. Le système de production distribution d'eau potable

Le système d'eau potable de la ville d'Ain Arnat comprend :

- Un réservoir Demamgha situé au nord-est de la ville de capacité  $1000 \text{ m}^3$

- Un réservoir situé au niveau de la côte la plus élevée au nord de la ville de capacité 500 m<sup>3</sup>
- Une conduite de piquage sur la conduite en acier DN 1000 vers le réservoir de Demamgha, en PRV DN 250 de longueur de 1366.43 ml
- Une conduite gravitaire du réservoir Demamgha vers le réservoir principal de d'Ain arnet 3670 ml
- Une conduite de piquage sur la conduite en acier DN 1000 vers le réservoir principal d'Ain arnat, en PEHD DN 200 de longueur de 507 ml
- Un réseau de distribution, composé de conduites de différents matériaux allant du diamètre DN 40 à DN 300 totalisant un linéaire de **23462** ml

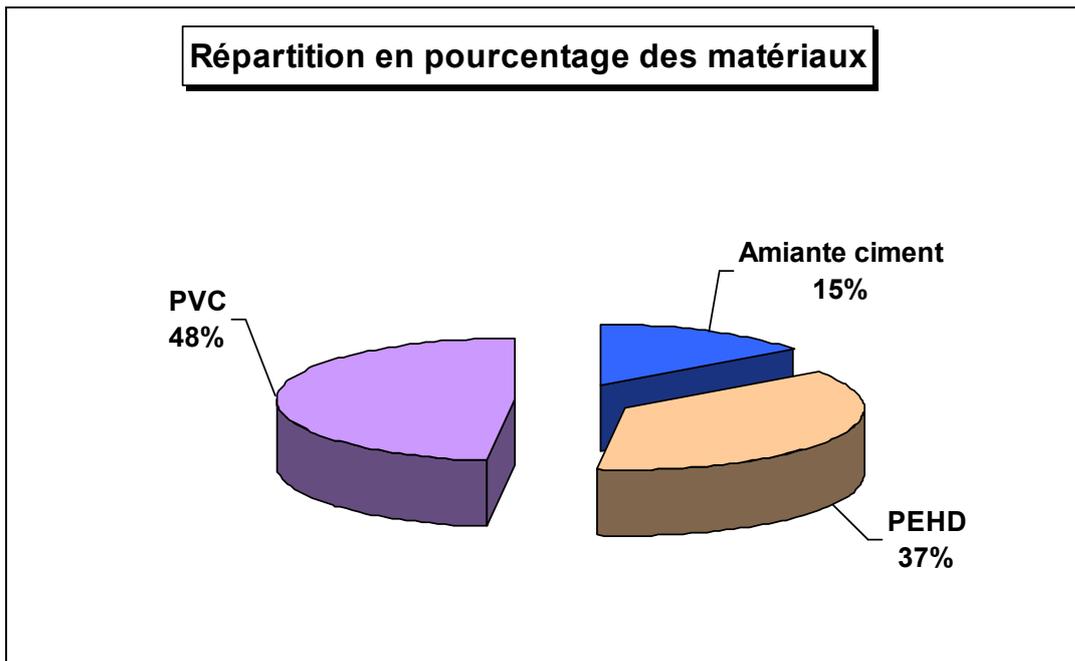
### I.7.3 Réseau de distribution

Le réseau de distribution est constitué de différents matériaux, le tableau représente le classement des conduites selon leurs natures

**Tableau I-2:** classement des conduites selon leur nature (DRE Setif)

Réseau de distribution		
Type de matériaux	longueur (m)	Longueur (%)
Réseau en Amiante ciment	3519.3	15
Réseau en PEHD	8446.32	36
Réseau en PVC	11496.38	49
<b>Total</b>	<b>23462</b>	<b>100</b>

Et Pour mieux imaginer la structure de notre réseau nous avons bien voulu le structurer sous forme de camembert et cela en pourcentage selon le matériau.



**Figure I.3** : Répartition en pourcentage des matériaux.

## I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre zone d'étude, fait connaître les différentes caractéristiques notamment sur le plan topographique, démographique et l'état actuel du réseau d'alimentation en eau potable, ces derniers vont nous servir de calculer et diagnostiquer le réseau.

**Chapitre II :**  
**Estimation des besoins en eau**

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

### II.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération.

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population pour différents horizons.

### II.2. Evaluation de la population future

L'objectif de cette étude est de satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon 2045, et pour cela nous estimerons l'évolution de la population à différents horizons (court, moyen et long terme) avec un taux d'accroissement moyen annuel de 2.36 % (taux d'accroissement proposé par le PDAU Ain arnat).

Le nombre d'habitant de chef lieu de la ville d'Ain arnat a été évalué à 20084 habitants d'après le dernier recensement de 2008.

L'évaluation démographique en Algérie suit la loi des accroissements géométrique donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 \times (1 + T)^m \quad (\text{II-1})$$

Avec :

$P_n$  : Nombre d'habitant à l'horizon de calcul.  $P_0$

$P_0$  : Nombre d'habitant à l'horizon de référence.

T : Taux d'accroissement de la population visée.

m : Nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon. (Nous prenons 27 ans pour notre calcul).

Le tableau n° II .1 représente la variation de la population de la zone d'étude sur plusieurs années.

**Tableau II-1** : Population d'Ain arnet pour différent horizon

Année	2008	2018	2025	2035	2045
<b>Population (hab)</b>	20084	25360	29858	37702	47606

## II.3. Evaluation des besoins en eau potable

### II.3.1. Généralités

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

### II.3.2 Choix de la dotation

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins en eau d'une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

### II.3.3. Besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

Le débit moyen journalier au cours de l'année est exprimé en mètre cube par jour et donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$  : Consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ] ;

$N_i$  : Nombre de consommation dans chaque catégorie [hab] ;

$q_i$  : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/hab.j].

**Tableau II.2 :** Besoins moyens journaliers domestiques

Horizon	population	dotation (l/j/hab)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2018	25360	150	3804
2025	29858	150	4478,7
2035	37702	150	5655,3
2045	47606	150	7140,9

### II.3.4 Besoins des équipements publics

#### II.3.4.1. Besoins administratifs

Les besoins en eau des équipements administratifs sont résumés dans le tableau Suivant:

**Tableau II.3:** Evaluation des besoins administratifs (DRE Setif)

Equipements	Unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Siège APC	employé	50	15	0,75
Siège Daïra	employé	30	15	0,45
Gendarmerie	employé	50	50	2,5
Police	Agent	40	50	2
Protection civile	Unité	1	5000	5
Inspection et recettes des Impôts	employé	15	30	0.45
Poste	employé	30	30	0.9
Total				12,05

#### II.3.4.2. Besoins scolaires

Les besoins des établissements scolaires sont donnés dans le tableau II.4:

**Tableau II.4 :** Evaluation des besoins scolaires (DRE Setif)

Equipements	N <sup>bre</sup>	Capacité	Dotation l/j/ élevé	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Ecole primaire	7	1785	10	17.85
CEM	4	2044	10	20.44
Lycée	2	1200	10	12
CFPA	1	250	15	3,75
Total				54.04

#### II.3.4.3 Besoins sanitaires

Les besoins de la catégorie sanitaire sont les suivants:

**Tableau II.5:**Evaluation des besoins sanitaires (DRE Setif)

Equipement	Quantité	Unité	Capacité unitaire	Dotation (l/j/u)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Polyclinique	1	Patient	250	30	7,5
Centre de santé	2	Patient	150	30	9
Agence pharmaceutique	3	Employé	6	20	0,12
<b>TOTAL</b>					<b>16,62</b>

**II.3.4.4 Besoins socioculturel et sportifs actuels**

Les besoins socioculturel et sportifs sont présentés dans le tableau II.6.

**Tableau II.6:**Evaluation des besoins socioculturel et sportifs (DRE Setif)

nature d'établissement	unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Qmoy j (m <sup>3</sup> /j)
Mosquées(4)	fideles	2700	10	27
Stade	m <sup>2</sup>	850	20	17
salle polyvalente	m <sup>2</sup>	350	10	3,5
Totale				47.5

**II.3.4.4 Besoins commerciaux :**

Les besoins commerciaux sont présentés dans le tableau II.7.

**Tableau II.7:**Evaluation des besoins commerciaux (DRE Setif)

Equipement	quantité	unité	Capacité	Dotation (l/j/u)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Hotels	1	Lit	165	200	33
Abattoirs	1	Tete	20	500	10
Station de lavage	6	voitures	15	150	13.5
Café	8	client	75	10	6
Douches	5	client	75	20	7.5
Restaurants	8	client	60	15	7.5
Boulangerie	16	-	-	1000	16
Marché	1	m <sup>2</sup>	700	5	3.5
				total	97

**II.3.4.5 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :**

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II-8** : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne $Q_{moy j} [m^3/j]$
Domestiques	3804
Sanitaires	16.62
Scolaires	54.04
Commerciaux	97
Socioculturels et sportifs	47.5
Administratifs	12.05
<b>Total</b>	<b>3901</b>

## II.4. variation de la consommation

La consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle et annuelle et dépend du mode de vie de la population.

Les débits des consommations sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variation hebdomadaires qui dépend du jour de la semaine ;
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficient, dit coefficient d'irrégularité.

### II.4. 1-Coefficient d'irrégularité :

#### II.4.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale journalière ( $K_{max.j}$ )

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max.j} = Q_{max.j} / Q_{moy.j} \quad (II.3)$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. , il varie entre 1,1 et 1,3.

#### II.4.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale journalière ( $K_{min.j}$ )

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimal journalière à la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min.j} = Q_{min.j} / Q_{moy.j} \quad (II-4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation.  $K_{\min}$  varie entre 0.7 et 0.9.

#### II.4.1.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{\max,h}$ )

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$  ; tel que

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (\text{II-5})$$

Avec :

$\alpha_{\max}$ : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local..

$\beta_{\max}$ : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.9 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.9:** Valeurs de  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	100000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on opte pour

**Tableau II.10 :** Coefficient d'irrégularité maximale horaire pour notre étude.

Coefficient	$\beta_{\max}$	$\alpha_{\max}$	$K_{\max, h}$
Valeur	1.15	1.25	1.44

#### II.4.1.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min,h}$ )

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

$\alpha_{\min}$ : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6.

$\beta_{\min}$ : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

**Tableau II.11:** Valeurs de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Pour notre cas on prend

**Tableau II.12 :** Coefficient d'irrégularité minimal horaire pour notre étude

Coefficient	$B_{\min}$	$a_{\min}$	$K_{\min, h}$
Valeur	0.6	0.4	0.24

## II.4.2 .variation de la consommation journalière

### II.4.2.1 .Consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ )

Ce débit relatif à la journée de la plus grande consommation pendant l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction .Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage .Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\max j} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{\max j}$  : Débit maximal journalier.

$Q_{\text{moy } j}$  : Débit moyen journalier.

$K_{\max j}$  : Coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière  $K_{\max j} = 1.2$

**Tableau II-13 :** débit maximal journalier

$Q_{\text{moy } j} (m^3/j)$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} (m^3/j)$
3901	1.2	4681.2

### II.4.2.2 .Consommation minimal journalière( $Q_{\min,j}$ )

C'est le débit d'une journée où la consommation est minimale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} \cdot K_{\min, j} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{\min j}$  : Débit minimal journalier.

$Q_{\text{moy } j}$  : Débit moyen journalier.

$K_{\min j}$ : Coefficient d'irrégularité minimale des variations de la consommation journalière  $K_{\min j} = 0.8$

**Tableau II-14: débit minimal journalier**

$Q_{\text{moy } j} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} \text{ (m}^3/\text{j)}$
3901	0.8	3120.8

### II.4.3. variation de la consommation horaire :

#### II.4.3.1. Consommation moyenne horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{Q_{\text{max } j}}{24} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

$Q_{\text{moy } h}$ : Débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$

$Q_{\text{max } j}$ : Débit maximum journalière en  $\text{m}^3/\text{j}$

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{4681.2}{24} \quad Q_{\text{moy } h} = 195.05 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### II.4.3.2 Consommation maximale horaire

C'est le débit de consommation pendant une heure la plus chargée, il joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max } h} = Q_{\text{moy } h} \cdot K_{\text{max } h} \quad (\text{II-9})$$

Avec :

$Q_{\text{moy } h}$ : Débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$

$K_{\text{max } h}$ : Coefficient d'irrégularité maximale horaire  $K_{\text{max } h} = 1.44$

#### II.4.3.3. Consommation minimale horaire

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{\min .h} = Q_{\text{moy } .h} \times K_{\min h} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

$Q_{\text{moy } h}$ : Débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$

$K_{\min h}$ : Coefficient d'irrégularité minimale horaire = 0.24

**Tableau II-15** : débit maximal et minimal horaire

	$Q_{\text{moy h}} \text{ (m}^3/\text{h)}$	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max.h}} \text{ (m}^3/\text{h)}$	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}} \text{ (m}^3/\text{h)}$
Valeurs	195.05	1.44	280.87	0.24	46.81

## II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau, Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

**Tableau II-16**: Répartition des débits horaires a l'horizon (2018)

Heurs	c(%)	$Q \text{ (m}^3/\text{h)}$	c(%)	$Q \text{ (m}^3/\text{h)}$
0-1	1.5	70,22	1,5	70,22
1_2	1.5	70,22	3	140,44
2_3	1.5	70,22	4,5	210,65
3_4	1.5	70,22	6	280,87
4_5	2.5	117,03	8,5	397,90
5_6	3.5	163,84	12	561,74
6_7	4.5	210,65	16,5	772,40
7_8	5.5	257,47	22	1029,86
8_9	6.25	292,58	28,25	1322,44
9_10	6.25	292,58	34,5	1615,01
10_11	6.25	292,58	40,75	1907,59
11_12	6.25	292,58	47	2200,16
12_13	5	234,06	52	2434,22
13_14	5	234,06	57	2668,28
14_15	5.5	257,47	62,5	2925,75
15_16	6	280,87	68,5	3206,62
16_17	6	280,87	74,5	3487,49
17_18	5.5	257,47	80	3744,96
18_19	5	234,06	85	3979,02
19_20	4.5	210,65	89,5	4189,67
20_21	4	187,25	93,5	4376,92
21_22	3	140,44	96,5	4517,36
22_23	2	93,62	98,5	4610,98
23_24	1.5	70,22	100	4681,20

D'après le tableau le débit de pointe est :  $Q_{\max.h} = 292.58 \text{ m}^3/h$

Et  $Q_{\min.h} = 70.22 \text{ m}^3/h$

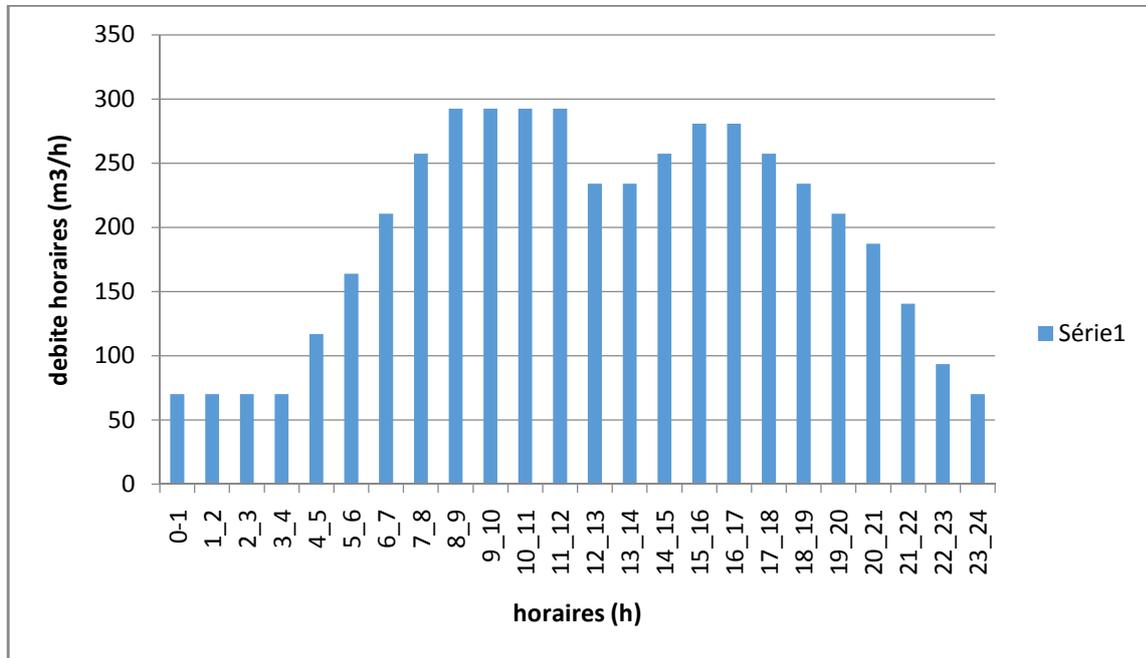


Figure II-1. Graphique de consommation (2018)

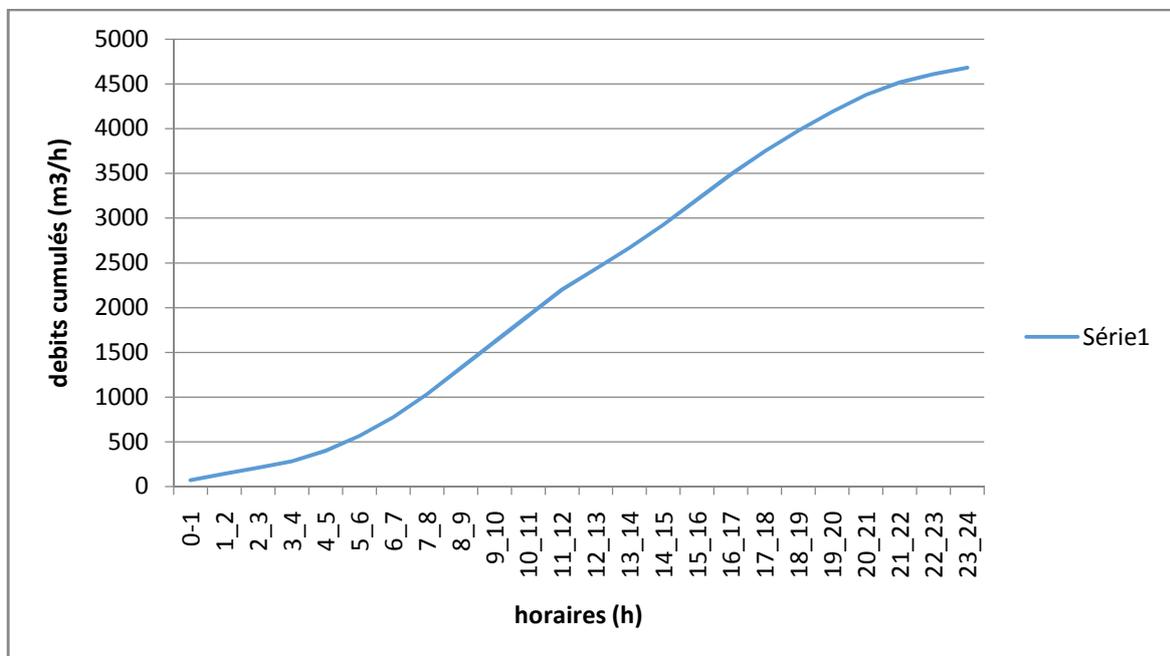


Figure II-2 Courbe intégrale de consommation (2018)

## II.6. Evaluation des besoins en eau potable en 2025, 2035 et 2045

Nous avons déjà calculés les besoins domestiques pour l'horizon 2025, 2035 et 2045, et pour les besoins d'équipements publics nous allons admettre un taux d'accroissance globale de tous les secteurs d'équipements publics actuels (la zone d'étude de 10%, 20% et 35 % respectivement. Le tableau ci-dessous résume les besoins en eau potable de l'agglomération.

**Tableau II-17 :** Les besoins en eau en 2025, 2035 et 2045

L'horizon	2025	2035	2045
Débit domestique ( $m^3/j$ )	4478.7	5655.3	7140.9
Pourcentage (%)	10	20	35
Débit équipement ( $m^3/j$ )	106.7	116.4	130.95
Débit total $Q_{moy j}$ ( $m^3/j$ )	4585.4	5771.7	7271.85
$k_{max j}$	1,2		
$Q_{max.j}$ ( $m^3/j$ )	5502.48	6926.04	8726.22

### II.6.1 Détermination des débits de consommation

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules (II-8), (II-9) et (II-10) présentés auparavant nous avons trouvé les résultats de calculs des débits présentés ci-dessous avec :

**Tableau II-18 :** débit maximal et minimal horaire (en 2025, 2035,2045)

	$Q_{moy h}$ ( $m^3/h$ )	$K_{max h}$	$Q_{max h}$ ( $m^3/h$ )	$K_{min h}$	$Q_{min h}$ ( $m^3/h$ )
2025	229.27	1,44	330.15	0,24	55.02
2035	288.59		415.57		69.26
2045	363.59		523.57		87.26

### II.6.2 L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitations a l'horizon 2025,2035 et 2045

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour la zone d'étude est indiquée dans les tableaux suivants :

**Tableau II-19:** Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2025

heurs	c(%)	$Q(m^3/h)$	c(%)	$Q(m^3/h)$
0-1	1.5	82,54	1,5	82,54
1_2	1.5	82,54	3	165,07
2_3	1.5	82,54	4,5	247,61
3_4	1.5	82,54	6	330,15
4_5	2.5	137,56	8,5	467,71
5_6	3.5	192,59	12	660,30
6_7	4.5	247,61	16,5	907,91
7_8	5.5	302,64	22	1210,55
8_9	6.25	343,91	28,25	1554,45
9_10	6.25	343,91	34,5	1898,36
10_11	6.25	343,91	40,75	2242,26
11_12	6.25	343,91	47	2586,17
12_13	5	275,12	52	2861,29
13_14	5	275,12	57	3136,41
14_15	5.5	302,64	62,5	3439,05
15_16	6	330,15	68,5	3769,20
16_17	6	330,15	74,5	4099,35
17_18	5.5	302,64	80	4401,98
18_19	5	275,12	85	4677,11
19_20	4.5	247,61	89,5	4924,72
20_21	4	220,10	93,5	5144,82
21_22	3	165,07	96,5	5309,89
22_23	2	110,05	98,5	5419,94
23_24	1.5	82,54	100	5502,48

D'après le tableau on trouve le débit de pointe :  $Q_{\max.h} = 343.91 \text{ m}^3/h$

$$Q_{\min.h} = 82.54 \text{ m}^3/h$$

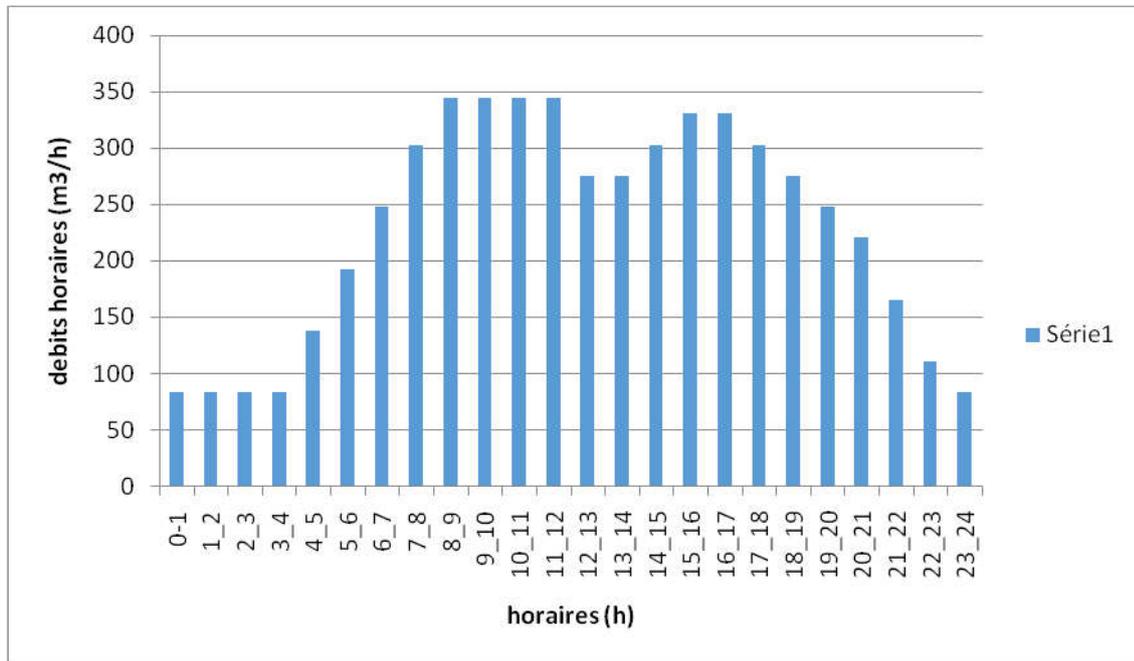


Figure II-3. Graphique de consommation a l’horizon 2025

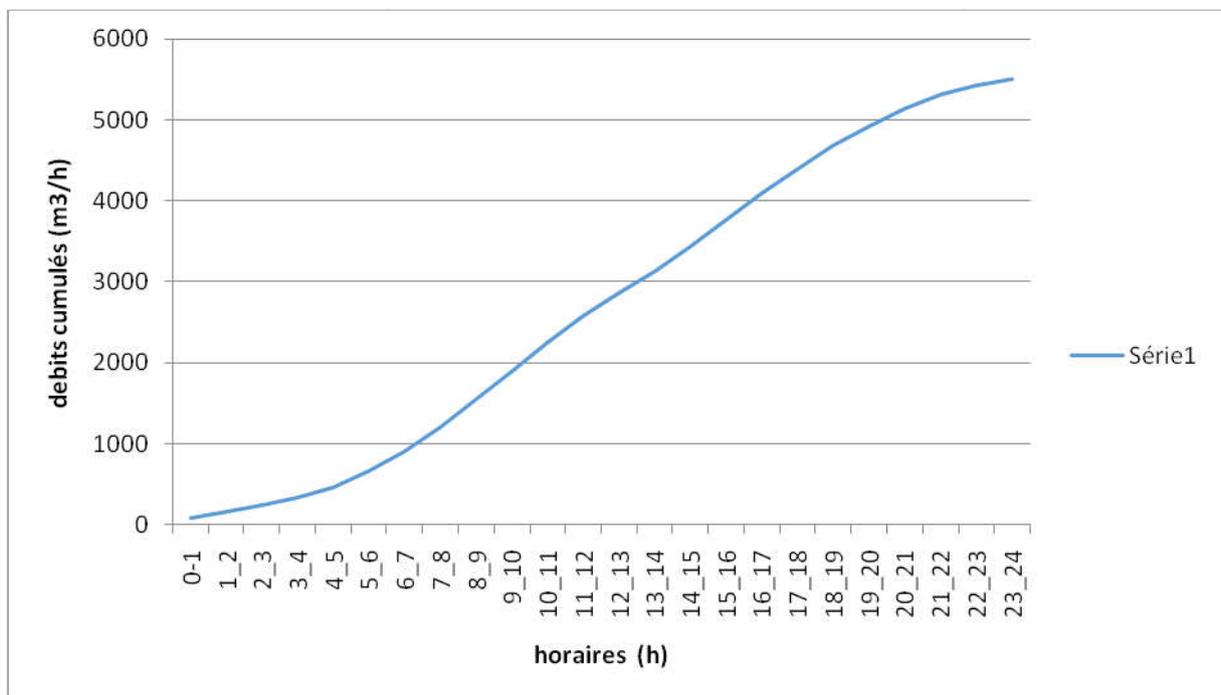


Figure II-4 : Courbe intégrale de consommation a l’horizon 2025

- La répartition horaire des débits de consommation journalière pour la zone d'étude a l'horizon de 2035 est indiquée dans les tableaux suivants :

**Tableau II-20:** Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2035

heurs	c(%)	$Q(m^3/h)$	c(%)	$Q(m^3/h)$
0-1	1.5	103,89	1,5	103,89
1_2	1.5	103,89	3	207,78
2_3	1.5	103,89	4,5	311,67
3_4	1.5	103,89	6	415,56
4_5	2.5	173,15	8,5	588,71
5_6	3.5	242,41	12	831,12
6_7	4.5	311,67	16,5	1142,80
7_8	5.5	380,93	22	1523,73
8_9	6.25	432,88	28,25	1956,61
9_10	6.25	432,88	34,5	2389,48
10_11	6.25	432,88	40,75	2822,36
11_12	6.25	432,88	47	3255,24
12_13	5	346,30	52	3601,54
13_14	5	346,30	57	3947,84
14_15	5.5	380,93	62,5	4328,78
15_16	6	415,56	68,5	4744,34
16_17	6	415,56	74,5	5159,90
17_18	5.5	380,93	80	5540,83
18_19	5	346,30	85	5887,13
19_20	4.5	311,67	89,5	6198,81
20_21	4	277,04	93,5	6475,85
21_22	3	207,78	96,5	6683,63
22_23	2	138,52	98,5	6822,15
23_24	1.5	103,89	100	6926,04

D'après le tableau on trouve le débit de pointe :  $Q_{\max.h} = 432.88 \text{ m}^3/h$

$$Q_{\min.h} = 103.89 \text{ m}^3/h$$

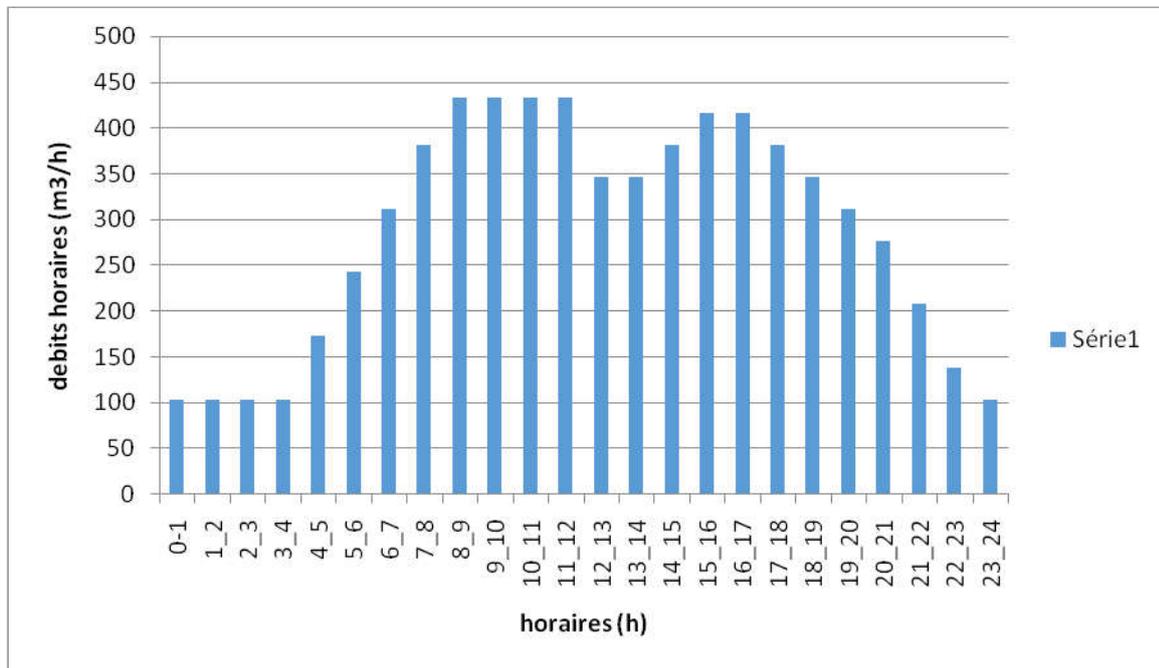


Figure II-5. Graphique de consommation a l’horizon 2035

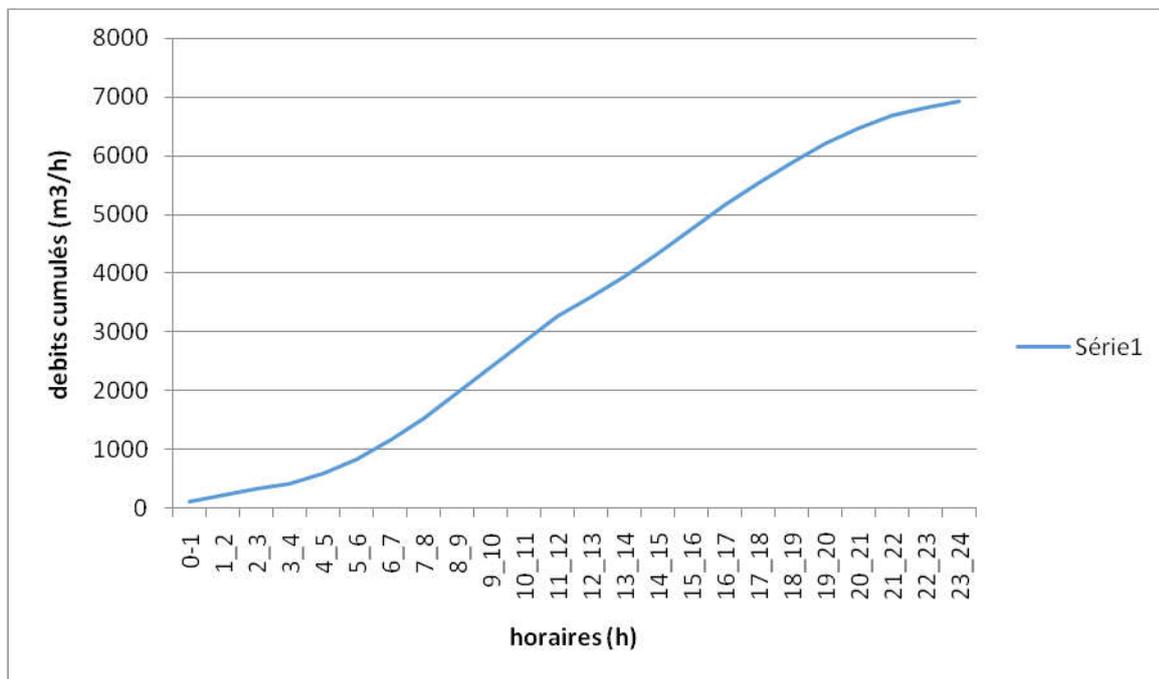


Figure II-6: Courbe intégrale de consommation a l’horizon 2035

- La répartition horaire des débits de consommation journalière pour la zone d'étude a l'horizon de 2045 est indiquée dans les tableaux suivants :

**Tableau II-21:** Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2045

heurs	c(%)	$Q(m^3/h)$	c(%)	$Q(m^3/h)$
0-1	1.5	130,89	1,5	130,89
1_2	1.5	130,89	3	261,79
2_3	1.5	130,89	4,5	392,68
3_4	1.5	130,89	6	523,57
4_5	2.5	218,16	8,5	741,73
5_6	3.5	305,42	12	1047,15
6_7	4.5	392,68	16,5	1439,83
7_8	5.5	479,94	22	1919,77
8_9	6.25	545,39	28,25	2465,16
9_10	6.25	545,39	34,5	3010,55
10_11	6.25	545,39	40,75	3555,93
11_12	6.25	545,39	47	4101,32
12_13	5	436,31	52	4537,63
13_14	5	436,31	57	4973,95
14_15	5.5	479,94	62,5	5453,89
15_16	6	523,57	68,5	5977,46
16_17	6	523,57	74,5	6501,03
17_18	5.5	479,94	80	6980,98
18_19	5	436,31	85	7417,29
19_20	4.5	392,68	89,5	7809,97
20_21	4	349,05	93,5	8159,02
21_22	3	261,79	96,5	8420,80
22_23	2	174,52	98,5	8595,33
23_24	1.5	130,89	100	8726,22

D'après le tableau on trouve le débit de pointe :  $Q_{\max.h} = 545.39 \text{ m}^3/h$

$$Q_{\min .h} = 130.89 \text{ m}^3/h$$

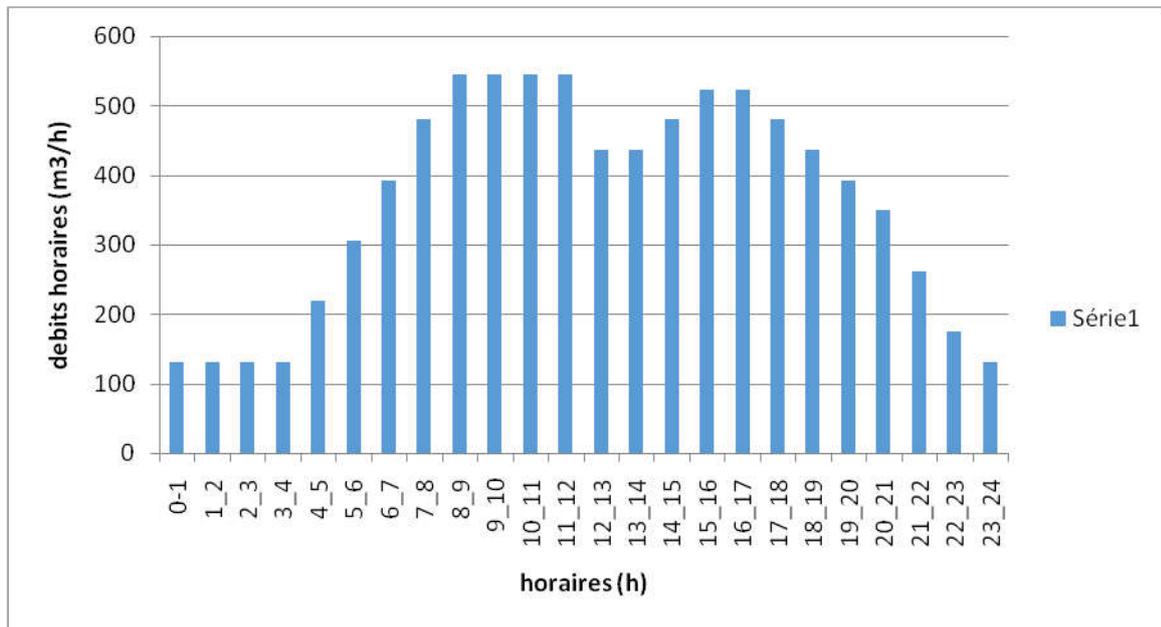


Figure II-7. Graphique de consommation a l’horizon 2045

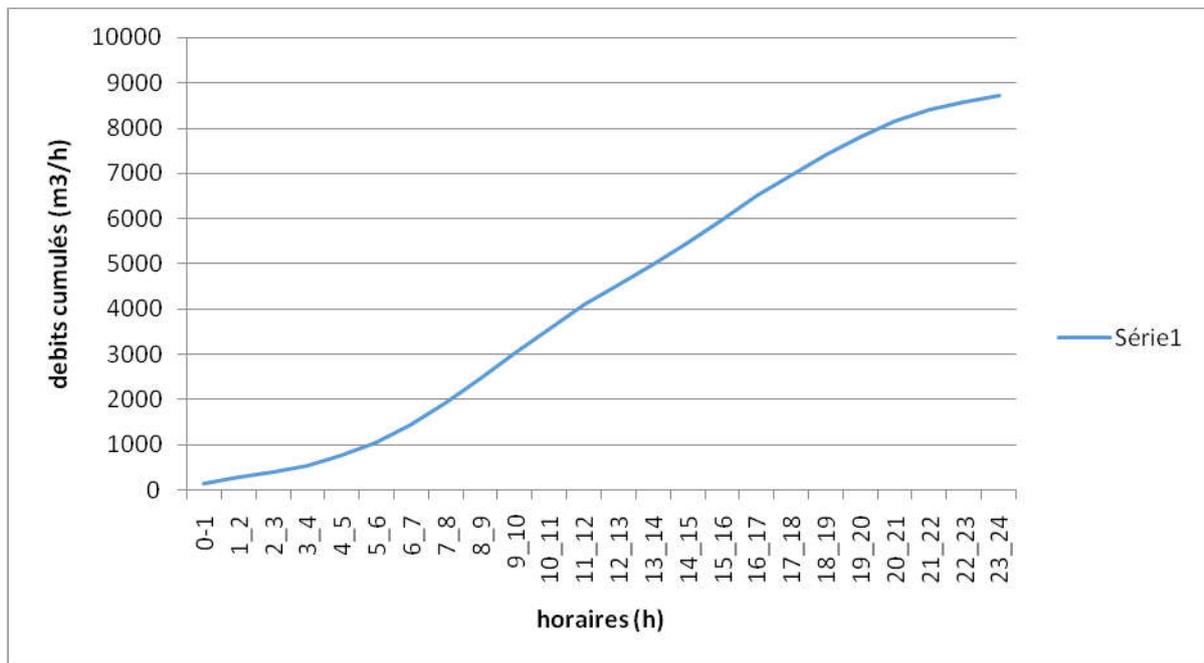


Figure II-8: Courbe intégrale de la consommation a l’horizon 2045

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous sommes arrivés à évaluer les besoins en eau de la population d'Ain arnat, à l'horizon 2045 qui sont de 8726.22 m<sup>3</sup>/j. Ces résultats seront la base de calcul des chapitres suivants.

**Chapitre III :**  
**Diagnostic du réseau d'AEP existant**

## **CHAPITRE III : Diagnostic du réseau d'AEP existant**

### **III.1.Introduction**

L'objectif de ce chapitre est d'établir un acte sur l'état du réseau d'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune d'ain arnet ainsi que sur les conditions de son fonctionnement, en considérant l'adduction, et la distribution, Autrement dit le but de cette étude est de concevoir des améliorations de la situation actuelle.

### **III.2 Ressources en eau**

#### **1. Eaux superficielles :**

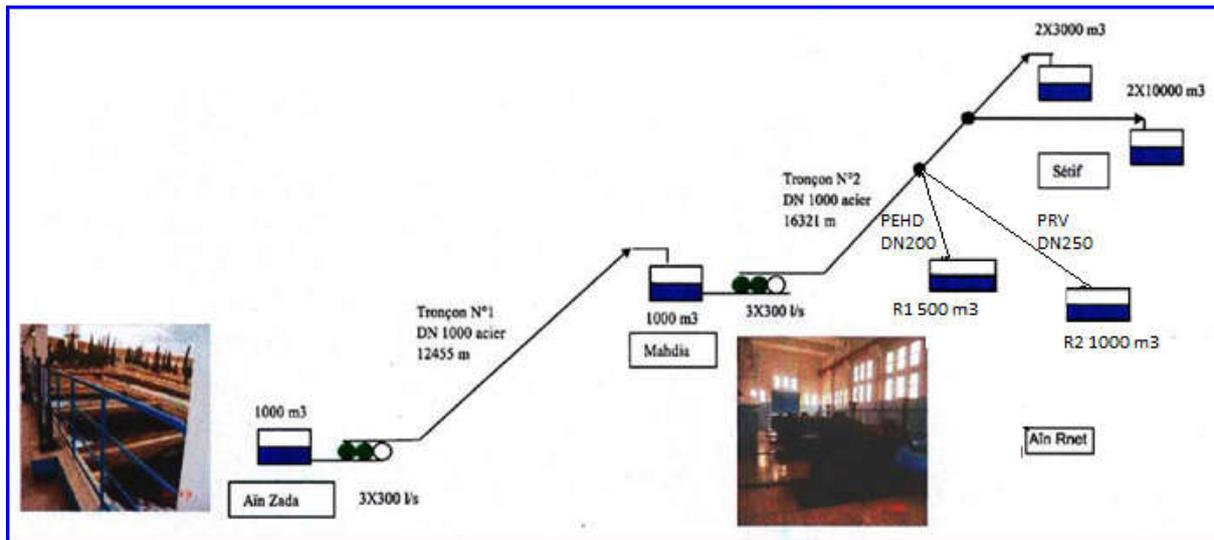
L'alimentation de la ville d'Ain Arnet provient des eaux de surface du barrage d'Ain Zada qui s'étend sur une superficie de 1920 hectares et d'une capacité de 121 millions de mètres cube. Une station de traitement située à l'aval du barrage traite les eaux qui seront transférées par pompage au niveau de la station de Mahdia via une conduite DN 1000 qui alimente les villes de Sétif, EL Eulma et Ain Arnet.

#### **2. Station de traitement et de pompage d'Ain Zada (Ain Taghrout) :**

Celle-ci est alimentée par l'ancienne conduite de diamètre  $\Phi 1000$  mm provenant du barrage d'Ain Zada et refoule l'eau vers la ville de Sétif sur un linéaire de 12 455 m au moyen d'une conduite en acier de diamètre  $\Phi 1000$  mm.

#### **3. Station de pompage (Mahdia) :**

Elle est d'une capacité de production théorique de 600 l/s, dotée de trois groupes électropompes ((2+1) 300l/s chacun) dont 02 sont mis en service et le troisième est soumis comme secours. Celle-ci reçoit les eaux refoulées de la station du barrage d'Ain zada vers la ville de Sétif sur un linéaire de 16.321 km à travers une conduite en acier de diamètre  $\Phi 1000$  mm.



**Figure III-1.** Schéma du transfert des eaux de la station de traitement du barrage d'Ain Zada vers Setif.

Le transfert vers la ville d'Ain Arnet est assuré par deux piquages sur cette conduite DN 1000. Le premier piquage en PRV DN 250 alimente le réservoir de Demamgha, le deuxième piquage alimente le réservoir d'Ain Arnet en PEHD DN 200, le réservoir de Demamgha alimente celui d'Ain Arnet (en cas de besoin) via une conduite de distribution amiante-ciment DN 300.

### III.3 Schéma d'adduction actuel :

Les données du schéma d'adduction actuel sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau III-1:** données sur le schéma d'adduction actuel

Adductions	Matériaux	Diamètre (mm)	Linéaire (m)	Etat	Recommandations
Piquage 1- R <sub>1</sub> 500 m <sup>3</sup> ain arnet	PEHD	200	540	bon	A maintenir
Piquage 2 – R <sub>2</sub> 1000 m <sup>3</sup> Demamgha	PRV	250	1366	Bon	A maintenir

### III.4 diagnostic des ouvrages de stockage:

Les eaux captées qu'elles soient superficielles ou souterraines, sont acheminées à travers les conduites d'adduction (gravitaires ou par refoulement) vers Les ouvrages existants. Quelques uns sont utilisés comme ouvrages tampons pour assurer une bonne pression, d'autres sont des ouvrages de stockage qui servent à l'alimentation gravitaire.

Le Stockage dans le centre d'Ain Arnet est assuré par deux (02) réservoirs :

Réservoir semi enterré d'ain arnet de volume 500 m<sup>3</sup> (R1)

C'est un réservoir circulaire semi enterré a parois latérales en béton armé, d'une capacité de 500 m<sup>3</sup> son remplissage est assure par un piquage en PEHD DN 200 d'une conduite DN 1000 (station de traitement barrage ain zada-setif).

Tableau III.2 : Caractéristiques du réservoir d'ain arnet

Type d'ouvrage	Capacité (m3)	Cote radier (m)	Cote trop plein (m)	Emplacement	Etat
Réservoir semi enterré <b>Ain Arnet</b>	500	1045	1049	Nord Ain Arnet	Bon

Il est équipé de :

- Conduite de vidange de DN150 en acier.
- Conduite de trop plein de DN150 en acier.
- Conduite de distribution DN300 en amiante ciment vers le réseau de la distribution.
- Procédé de javellisation automatique.



Figure III-2 : Procédé de javellisation du réservoir d'Ain arnet (DRE setif ,2015)



**Figure III-3** : réservoir d'Ain arnet capacité 500 m<sup>3</sup> (DRE setif,2015)

Le réservoir d'Ain arnet se trouve dans un état de dégradation surtout pour ce qui est de la partie équipements. Nous avons constaté les anomalies suivantes :

- Le génie civil est en bon état.
- Manque de capteur de niveau.
- Manque d'entretien des installations.
- Les accessoires sont en un mauvais état (vanne de sectionnement dans la figureIII-3)
- L'étanchéité est bonne.
- La chambre de manœuvre n'est pas nettoyée
- Absence du débitmètre à la sortie du réservoir



**Figure III-4** : photo du réservoir d'Ain arnet (à gauche) et état de la vanne de sectionnement sur la conduite d'alimentation (à droite). (DRE setif,2015)

**Recommandations** : on recommande pour le reservoir R1 500 m<sup>3</sup>

- D'installer un capteur de niveau
- De nettoyez le sol de la chambre de manœuvre.
- De changer la conduite de distribution en amiante ciment DN300 par une autre conduite en PEHD.aussi les accessoires qui sont en un etat dégradé.

Réservoir semi enterré Demamgha de volume 1000 m<sup>3</sup> (R2)

C'est un réservoir circulaire semi enterré a parois latérales en béton armé, d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> son remplissage est assure par un piquage en PRV DN 250 d'une conduite DN 1000 (station de traitement barrage ain zada-setif).

**Tableau III.3** : Caractéristiques du réservoir demamgha

Type d'ouvrage	Capacité (m3)	Cote radier (m)	Cote trop plein (m)	Emplacement	Etat
Réservoir semi enterré Demamgha	1000	1132	1136	Nord-Est Ain Arnet	Bon

Il est équipé de :

- Conduite de vidange de DN150 en acier.
- Conduite de trop plein de DN150 en acier.
- Conduite de distribution L=2224m DN300 en amiante ciment vers le réseau de distribution.



**Figure III-5** : réservoir demamgha capacité 1000 m<sup>3</sup> (DRE setif,2015)

L'état des ouvrages de stockage est dans l'ensemble moyen et reste vulnérable à cause d'une insuffisance d'entretien et de nettoyage. Le réservoir de Demamgha, plus récent, est dans un état global meilleur que celui d'Ain arnet.

. Nous avons constaté les anomalies suivantes :

- Le génie civil est en bon état.
- Manqué d'entretien des installations.
- Les accessoires de la chambre de vannes est en bon état.
- L'étanchéité est bonne.
- La chambre de manœuvre n'est pas nettoyée

**Recommandations** : on recommande pour le reservoir R2 1000 m<sup>3</sup>

- D'installer un poste de javellisation automatique
- De nettoyer le sol de la chambre de manœuvre
- De changer la conduite de distribution en amiante ciment DN300 (du R2 vers noued 1) par une autre conduite en PEHD.

### III.5 Diagnostic du réseau de distribution:

D'après le premier chapitre le chef-lieu d'Ain arnet dispose d'un réseau de type mixte (maillé et ramifié), et de différents matériaux (PEHD ,amiante ciment et PVC), les diamètres varient entre  $\Phi 40\text{mm}$  et  $\Phi 150\text{mm}$ , environ 70 % du réseau a été réalisé au années90. (source :DRE Setif)

#### III.5.1 Etat du réseau

. Le réseau de distribution présente plusieurs anomalies et problèmes :

- Intervention directe sur le réseau pour la réalisation de tronçons de conduites sans étudier l'influence de cette intervention sur la globalité du réseau;
- Manque des regards des vannes au niveau de réseau;
- Fuite au niveau de la plupart de vannes trouvées. (source :DRE Setif)

#### III.5.2 Calcul hydraulique du réseau de distribution existant actuellement (année 2018)

##### III.5.2.1 Calcul des débits

Le calcul se fera via l'exécution d'une simulation de l'état du réseau de distribution actuel 2018.

##### a. Debit spécifique:

$$q_{sp} = Q_{ri} / \sum L_i \text{ (l/s/ml)} \quad (III.1)$$

Avec:

$\sum L_i$ : somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route (m)

$$\sum L_i = 21455 \text{ ml}$$

$Q_{ri}$ : débit en route (l/s).

$$Q_{ri} = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec :

$Q_{cons}$ : débit de pointe (l/s);

$\sum Q_{conc}$ : la somme des débits concentrés (l/s),

Pour notre cas :  $\sum Q_{conc} = 0 \text{ l/s}$

Et  $Q_{ri} = Q_{cons} = 81.27 \text{ l/s}$

Donc :

$$Q_{sp} = \frac{81.27}{21455} = 0.0037879 \text{ L/s/m}$$

### b. Debit en route

Il est défini comme étant le débit de consommation repartit uniformément le long d'un tronçon du réseau.

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \quad (III.3)$$

Avec :

$Q_{ri}$  : débit en route d'un tronçon i (l/s).

$L_i$  : longueur d'un tronçon i en mètre (m).

$Q_{sp}$  : débit spécifique en (l/s/m).

### c. Debit aux noeuds

Les débits nodaux sont des débits concentres en chaque nœuds alimentant la population ils sont déterminés par la formules suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_{conc}$$

Avec :

$Q_{ni}$  : débit au nœud (l/s).

$\sum Q_{conc}$  : somme des débits concentres au nœud considérés (l/s).

$\sum Q_r$  : somme des débits en route des tronçons aboutissant au nœud 'i

Le tableau suivant présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

**Tableau III.4** valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau existant

Numéro du nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)	ΣQ <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
1	1—2	64	0,22	5,18	2,59
	1—17	1432	4,96		
2	2—1	64	0,22	2,95	1,48
	2—3	379	1,31		
	2—7	410	1,42		
3	3—2	379	1,31	2,87	1,44
	3—14	382	1,32		
	3—4	69	0,24		
4	4—3	69	0,24	2,74	1,37
	4—5	225	0,78		
	4—6	497	1,72		
5	5—4	225	0,78	4,47	2,24
	5—6	381	1,32		
	5—11	331	1,15		
	5—13	354	1,23		
6	6—4	497	1,72	4,77	2,38
	6—5	381	1,32		
	6—7	170	0,59		
	6—9	328	1,14		
7	7—2	410	1,42	3,16	1,58
	7—6	170	0,59		
	7—8	332	1,15		
8	8—7	332	1,15	2,21	1,10
	8—9	305	1,06		
9	9—6	328	1,14	3,50	1,75
	9—8	305	1,06		
	9—10	378	1,31		
10	10—9	378	1,31	4,67	2,33
	10—11	35	0,12		
	10—23	935	3,24		
11	11—10	35	0,12	2,50	1,25
	11—5	331	1,15		
	11—12	357	1,24		
12	12—11	357	1,24	3,01	1,51
	12—13	303	1,05		
	12—16	209	0,72		
13	13—5	354	1,23	3,45	1,72
	13—12	303	1,05		
	13—14	106	0,37		
	13—15	232	0,80		

Numéro du noeud	Tronçons	longueur (ml)	Qr (l/s)	$\Sigma Qr$ (l/s)	Qn (l/s)
14	14—3	382	1,32	3,89	1,94
	14--13	106	0,37		
	14--17	634	2,20		
15	15--13	232	0,80	2,97	1,49
	15--16	304	1,05		
	15--17	322	1,12		
16	16--12	209	0,72	2,94	1,47
	16--15	304	1,05		
	16--21	335	1,16		
17	17--15	322	1,12	3,47	1,74
	17--14	634	2,20		
	17--18	47	0,16		
18	18--17	47	0,16	0,62	0,31
	18--19	132	0,46		
19	19--18	132	0,46	2,01	1,00
	19--20	286	0,99		
	19--21	162	0,56		
20	20--19	286	0,99	0,99	0,99
21	21--19	162	0,56	1,72	0,86
	21--16	335	1,16		
23	23--10	935	3,24	3,39	1,70
	23--24	45	0,16		
24	24--23	45	0,16	1,29	0,64
	24--25	95	0,33		
	24--33	231	0,80		
25	25--24	95	0,33	2,98	1,49
	25--26	533	1,85		
	25--30	231	0,80		
26	26--25	553	1,92	4,12	2,06
	26--27	324	1,12		
	26--28	312	1,08		
27	27--26	324	1,12	1,72	0,86
	27--48	172	0,60		
28	28--26	312	1,08	2,90	1,45
	28--29	193	0,67		
	28--47	332	1,15		
29	29--28	193	0,67	2,71	1,36
	29--30	182	0,63		
	29--45	408	1,41		
30	30--29	182	0,63	2,09	1,04
	30--25	231	0,80		
	30--31	190	0,66		

**Tableau III.4** valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau existant (suite)

Numéro du nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)	ΣQ <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
31	31--30	190	0,66	2,02	1,01
	31--32	140	0,48		
	31--34	138	0,48		
	31--36	116	0,40		
32	32--31	140	0,48	1,23	0,61
	32--33	214	0,74		
33	33--24	231	0,80	1,54	0,77
	33--32	214	0,74		
34	34--31	138	0,48	1,15	0,58
	34--35	194	0,67		
35	35--34	194	0,67	1,57	0,78
	35--38	258	0,89		
36	36--31	116	0,40	2,30	1,15
	36--37	82	0,28		
	36--44	467	1,62		
37	37--36	82	0,28	1,34	0,67
	37--38	155	0,54		
	37--40	149	0,52		
38	38--35	258	0,89	2,67	1,34
	38--37	155	0,54		
	38--41	359	1,24		
39	39--49	517	1,79	1,79	1,79
40	40--37	149	0,52	2,47	1,24
	40--41	321	1,11		
	40--42	244	0,85		
41	41--38	359	1,24	2,81	1,40
	41--40	321	1,11		
	41--49	130	0,45		
42	42--40	244	0,85	2,21	1,10
	42--43	168	0,58		
	42--49	226	0,78		
43	43--42	168	0,58	1,64	0,82
	43--44	123	0,43		
	43--54	182	0,63		
44	44--43	123	0,43	2,60	1,30
	44--36	467	1,62		
	44--45	162	0,56		
45	45--29	408	1,41	2,25	1,13
	45--44	162	0,56		
	45--46	81	0,28		

**Tableau III.4** valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau existant (suite)

46	46--45	81	0,28	1,49	0,74
	46--47	184	0,64		
	46--57	164	0,57		
47	47--28	332	1,15	2,54	1,27
	47--46	184	0,64		
	47--48	217	0,75		
48	48--47	217	0,75	1,35	0,67
	48--27	172	0,60		
49	49--41	130	0,45	2,64	1,32
	49--42	226	0,78		
	49--50	407	1,41		
50	50--49	407	1,41	2,46	1,23
	50--52	304	1,05		
51	51--42	157	0,54	1,41	0,71
	51--52	251	0,87		
52	52--50	304	1,05	3,92	1,96
	52--51	251	0,87		
	52--53	222	0,77		
	52--55	354	1,23		
53	53--52	222	0,77	1,27	0,63
	53--54	144	0,50		
54	54--43	182	0,63	1,46	0,73
	54--53	144	0,50		
	54--56	95	0,33		
55	55--52	354	1,23	1,83	0,92
	55--56	175	0,61		
56	56--54	95	0,33	1,75	0,88
	56--55	175	0,61		
	56--57	236	0,82		
57	57--56	236	0,82	3,13	1,57
	57--46	164	0,57		
	57--58	505	1,75		
58	58--57	505	1,75	1,75	1,75

**III.5.3 résultats de la simulation hydraulique du réseau horizon actuel (2018)****a. Les charges et les pressions**

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution calculé en utilisant l'EPANET sont données dans le tableau suivant

**Tableau III.5** charges et pressions dans le réseau existant

<b>Nœud</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Demande (l/s)</b>	<b>Charge(m)</b>	<b>Pression ( m )</b>
<b>1</b>	1032.5	2.59	1099.19	66.69
<b>2</b>	1031.3	1.42	1098.70	67.40
<b>3</b>	1032	1.44	1097.58	65.58
<b>4</b>	1031.7	1.37	1096.99	65.29
<b>5</b>	1032.4	2.24	1095.51	63.11
<b>6</b>	1024	2.38	1093.65	69.95
<b>7</b>	1023	1.58	1094.10	71.10
<b>8</b>	1018.5	1.1	1092.04	73.54
<b>9</b>	1021	1.75	1090.17	69.17
<b>10</b>	1026.5	2.33	1083.47	56.97
<b>11</b>	1026.8	1.25	1083.59	56.79
<b>12</b>	1028	1.51	1094.10	66.10
<b>13</b>	1031	1.72	1097.34	66.34
<b>14</b>	1037.5	1.94	1097.58	60.08
<b>15</b>	1037	1.49	1097.44	60.44
<b>16</b>	1031	1.47	1095.30	64.30
<b>17</b>	1042	1.74	1098.05	56.05
<b>18</b>	1040.5	0.31	1098.04	57.54
<b>19</b>	1038	1	1098.01	60.01
<b>20</b>	1033	0.99	1098.01	65.01
<b>21</b>	1033	0.86	1095.45	62.45
<b>23</b>	1032	1.70	1050.02	18.02
<b>24</b>	1031.7	0.64	1049.99	18.29
<b>25</b>	1031	1.49	1049.17	18.16
<b>26</b>	1024.5	2.06	1048.36	23.86
<b>27</b>	1021	0.86	1048.29	27.29
<b>28</b>	1025	1.45	1048.32	23.32
<b>29</b>	1028.7	1.36	1048.34	19.64
<b>30</b>	1023.8	1.04	1048.50	24.70
<b>31</b>	1029.7	1.01	1048.40	18.70
<b>32</b>	1031.8	0.61	1048.74	16.94
<b>33</b>	1032	0.77	1049.31	17.31

**Tableau III.5** charges et pressions dans le réseau existant (suite)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
34	1031	0.58	1048.24	17.24
35	1028.8	0.78	1048.11	19.31
36	1028	1.15	1048.27	20.27
37	1023	0.67	1048.06	25.06
38	1023	1.34	1048.04	25.04
39	994	1.79	1048.02	54.02
40	1017.6	1.24	1048.05	30.45
41	1020.6	1.40	1048.04	27.44
42	1014	1.1	1048.05	34.05
43	1015	0.82	1048.10	33.10
44	1013	1.30	1048.20	35.20
45	1015	1.13	1048.20	33.20
46	1018.5	0.74	1048.20	29.70
47	1018	1.27	1048.25	30.25
48	1022	0.67	1048.27	26.27
49	1012	1.32	1048.04	36.04
50	1006	1.23	1048.04	42.04
51	1012.5	0.71	1048.05	35.55
52	1004	1.96	1048.05	44.05
53	1009	0.63	1048.07	39.07
54	1008	0.73	1048.09	40.09
55	1004	0.92	1048.05	44.05
56	1011	0.88	1048.09	37.09
57	1015.5	1.57	1048.12	32.62
58	1016	1.75	1048.10	32.10

**d. Vitesses et pertes de charges****Tableau III.6** : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débits (l/s)	Vitesses (m/s)	Pertes de charge (m/km)
R2-1	2224	300	604.88	2.38	15.65
1-2	64	315	474.74	1.69	7.62
1-17	1432	300	127.55	0.5	0.8
2-3	379	250	157.49	0.89	2.95
2-7	410	250	315.83	1.79	11.23
3-4	69	200	153.25	1.35	8.65
4-6	497	110	27.56	0.81	6.72
4-5	255	200	124.32	1.10	5.79
5-6	381	160	63.01	0.87	4.89
7-8	332	250	232.03	1.31	6.19
8-9	305	250	230.93	1.31	6.14

**Tableau III.6** : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant (suite)

<b>Tronçons</b>	<b>Longueurs (m)</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Débits (l/s)</b>	<b>Vitesses (m/s)</b>	<b>Pertes de charge (m/km)</b>
6-9	328	200	170.41	1.51	10.61
9-10	378	250	399.59	2.26	17.73
10-11	34	250	175.13	0.99	3.61
11-5	331	125	92.78	2.10	36.02
3-14	382	250	2.80	0.02	0.00
5-13	354	125	33.71	0.76	5.17
11-12	357	125	83.61	1.89	29.44
14-13	106	200	76.28	0.67	2.29
13-12	303	125	49.43	1.12	10.70
12-16	209	125	35.69	0.81	5.76
13-15	232	125	8.58	0.19	0.41
14-17	634	250	75.42	0.43	0.74
15-17	322	160	38.28	0.53	1.91
15-16	304	110	28.21	0.82	7.02
17-18	47	160	12.11	0.17	0.23
18-19	132	160	11.80	0.16	0.22
19-20	286	110	0.99	0.03	0.01
19-21	162	63	9.81	0.87	15.80
16-21	335	125	8.95	0.20	0.44
10-23	935	250	572.40	3.24	35.77
R2-23	248	300	531.73	2.09	12.18
23-24	45	200	38.97	0.34	0.65
24-25	95	100	24.52	0.87	8.70
24-33	231	100	13.81	0.49	2.96
25-26	553	100	9.40	0.33	1.45
25-30	231	100	13.63	0.48	2.88
33-32	214	100	13.04	0.46	2.66
32-31	140	100	12.43	0.44	2.43
31-30	190	100	5.40	0.19	0.53
26-27	324	110	4.22	0.12	0.21
26-28	312	110	3.12	0.09	0.13
28-29	193	100	1.71	0.06	0.07
29-30	182	100	7.18	0.25	0.89
31-34	138	63	2.36	0.21	1.14
31-36	116	125	14.47	0.33	1.07
34-35	194	63	1.78	0.16	0.69
35-38	258	63	1	0.09	0.25
36-37	82	63	3.75	0.33	2.64
37-38	155	63	0.60	0.05	0.09
38-41	359	110	0.26	0.01	0.00
37-40	149	110	2.48	0.07	0.08
40-41	321	200	2.46	0.02	0.00
40-42	244	110	1.22	0.04	0.02
41-49	130	110	1.32	0.04	0.03
49-39	517	110	1.79	0.05	0.05

**Tableau III.6** : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant (suite)

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètre (mm)	Débits (l/s)	Vitesses (m/s)	Pertes de charge (m/km)
27-48	172	110	3.36	0.1	0.14
28-47	332	100	3.38	0.12	0.23
29-45	408	100	4.11	0.15	0.32
36-44	467	160	9.57	0.13	0.15
48-47	217	110	2.69	0.08	0.10
47-46	184	110	4.80	0.14	0.27
46-45	81	110	2.46	0.07	0.08
45-44	162	110	0.52	0.02	0.00
44-43	123	110	8.79	0.26	0.80
43-42	168	110	5.29	0.15	0.32
42-49	226	110	1.83	0.05	0.05
49-50	407	110	0.03	0.00	0.00
50-52	304	110	1.20	0.03	0.02
52-51	251	110	0.44	0.01	0.00
51-42	157	110	1.15	0.03	0.02
52-53	222	110	2.64	0.08	0.09
52-55	354	110	0.07	0.00	0.00
53-54	144	110	3.27	0.10	0.14
55-56	175	63	0.99	0.09	0.25
54-43	182	110	2.68	0.08	0.10
54-56	95	110	1.32	0.04	0.03
56-57	236	110	3.20	0.09	0.13
57-46	164	110	6.52	0.19	0.47
57-58	505	110	1.75	0.05	0.05

### III.6. Interprétation des résultats de calcul pour l'horizon 2018

Vu les résultats de calcul du réseau de distribution existant à l'aide du logiciel EPANET :

- 1- il s'avère que la partie haute alimentée par le réservoir 1000 m<sup>3</sup> de DEMAMGHA CR : 1132 mNGA, donne des pressions ( $P_{max} = 73.53\text{mce}$  ;  $P_{min} = 56\text{ mce}$ ), ces résultats sont défavorables car elles dépassent la norme (50 mce), ces pressions élevées peuvent facilement fatiguer les conduites surtout aux heures creuses la ou la consommation est très faible, ce qui provoque par conséquence apparition des fuites et le dysfonctionnement des appareils.
  - Au niveau de la zone basse qui est alimentée par le reservoir R1 500m<sup>3</sup> la simulation donne des pressions satisfaisantes varient entre ( $P_{max} = 54.02\text{mce}$  ;  $P_{min} = 16.94\text{ mce}$ ).
- 2- Les vitesses au niveau de la zone haute sont acceptables varient entre (0.2 m/s a 2 m/s) sauf deux troncons ou la vitesse est tres faible (0.02 m/s et 0.03 m/s). et deux autres ou la vitesse est élevée (2.26 m/s et 3.24 m/s).
  - Au niveau de la zone basse la plut part des troncons ont des vitesses faibles qui

varient entre (0.87 m/s a 0.01 m/s).

- D'autre part ce genre de vitesses faibles favorise la formation du tartre ce qui va réduire la section réelle de l'écoulement d'une manière considérable, ceci provoque une augmentation des pertes de charge . Et dans d'autres tronçons, les vitesses sont élevées pour un réseau de distribution et risquent de favoriser les fuites.

### III.7 l'état physique des conduites.

Notre réseau se compose de canalisations de différents matériaux (PEHD, PVC, Amc (amiante ciment)) avec des diamètres et des longueurs différentes, ces derniers sont détaillés dans tableau ci-dessous

**Tableau III. 7 : l'état physique des conduites**

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Matériaux	Etat
R2-1	2224	300	Amc	Mauvais
1-2	64	315	PEHD	Bon
1-17	1432	300	Amc	Mauvais
2-3	379	250	PEHD	Bon
2-7	410	250	PEHD	Bon
3-4	69	200	PEHD	Bon
4-6	497	110	PEHD	Bon
4-5	255	200	PEHD	Bon
5-6	381	160	PEHD	Bon
7-8	332	250	PEHD	Bon
8-9	305	250	PEHD	Bon
6-9	328	200	PEHD	Bon
9-10	378	250	PEHD	Bon
10-11	34	250	PVC	Mauvais
11-5	331	125	PVC	Mauvais
3-14	382	250	PEHD	Bon
5-13	354	125	PVC	Bon
11-12	357	125	PVC	Mauvais
14-13	106	200	PEHD	Bon
13-12	303	125	PVC	Mauvais
12-16	209	125	PVC	Mauvais
13-15	232	125	PVC	Mauvais
14-17	634	250	PEHD	Bon
15-17	322	160	PVC	Mauvais
15-16	304	110	PVC	Mauvais
17-18	47	160	PVC	Mauvais
18-19	132	160	PVC	Mauvais
19-20	286	110	PVC	Mauvais
19-21	162	63	PVC	Mauvais
16-21	335	125	PVC	Mauvais
10-23	935	250	PEHD	Bon
R1-23	248	300	Amc	Mauvais

Tableau III. 7 : l'état physique des conduites (suite)

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Matériaux	Etat
23-24	45	200	Amc	Mauvais
24-25	95	100	Amc	Mauvais
24-33	231	100	Amc	Mauvais
25-26	553	100	Amc	Mauvais
25-30	231	100	Amc	Mauvais
33-32	214	100	Amc	Mauvais
32-31	140	100	Amc	Mauvais
31-30	190	100	Amc	Mauvais
26-27	324	110	PVC	Bon
26-28	312	110	PEHD	Bon
28-29	193	100	Amc	Mauvais
29-30	182	100	Amc	Mauvais
31-34	138	63	PVC	Mauvais
31-36	116	125	PVC	Mauvais
34-35	194	63	PVC	Mauvais
35-38	258	63	PVC	Mauvais
37-38	155	63	PVC	Mauvais
38-41	359	110	PVC	Mauvais
37-40	149	110	PVC	Mauvais
40-41	321	200	PVC	Mauvais
40-42	244	110	PVC	Mauvais
41-49	130	110	PVC	Mauvais
49-39	517	110	PVC	Mauvais
27-48	172	110	PVC	Mauvais
28-47	332	100	Amc	Mauvais
29-45	408	100	PVC	Bon
36-44	467	160	PEHD	Bon
48-47	217	110	PVC	Mauvais
47-46	184	110	PVC	Mauvais
46-45	81	110	PVC	Mauvais
45-44	162	110	PVC	Mauvais
44-43	123	110	PVC	Mauvais
43-42	168	110	PEHD	Mauvais
42-49	226	110	PVC	Mauvais
49-50	407	110	PVC	Mauvais
50-52	304	110	PVC	Mauvais
52-51	251	110	PVC	Mauvais
51-42	157	110	PVC	Mauvais
52-53	222	110	PVC	Mauvais
52-55	354	110	PVC	Mauvais
53-54	144	110	PVC	Mauvais
55-56	175	63	PVC	Mauvais
54-43	182	110	PVC	Mauvais
54-56	95	110	PVC	Mauvais
56-57	236	110	PVC	Mauvais
57-46	164	110	PVC	Mauvais

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Matériaux	Etat
57-58	505	110	PVC	Mauvais

Source : DRE Setif

### III.8 recommandations concernant le réseau de distribution

On a remarqué que les paramètres hydrauliques dans certaines parties du réseau ne sont pas dans les normes, et en tenant compte de l'état physique du réseau qui est ancien, notre proposition consiste à

- Au Remplacement des tronçons et les conduites en amiante ciment par un autre matériau tel que le PEHD;
  - Changement des conduites qui sont en état dégradé;
  - Nettoyer et réparer les regards et les vannes. au niveau du réseau. Installer plus des regards et de vannes;
  - Détection et réparation des fuites.
- En se basant sur l'état physique et hydraulique du réseau de distribution, nous gardons quelques tronçons où les vitesses sont admissibles et l'état de la canalisation est favorable. le tableau suivant résume les différentes conduites

**Tableau III.8** L'état du réseau de distribution existant

Tronçons	Matériaux	Observation	Tronçons	Matériaux	Observation
<b>R2-1</b>	Amc	A rénover	<b>15-17</b>	PVC	A rénover
<b>1-2</b>	PEHD	A garder	<b>15-16</b>	PVC	A rénover
<b>1-17</b>	Amc	A rénover	<b>17-18</b>	PVC	A rénover
<b>2-3</b>	PEHD	A garder	<b>18-19</b>	PVC	A rénover
<b>2-7</b>	PEHD	A garder	<b>19-20</b>	PVC	A rénover
<b>3-4</b>	PEHD	A garder	<b>19-21</b>	PVC	A rénover
<b>4-6</b>	PEHD	A garder	<b>16-21</b>	PVC	A rénover
<b>4-5</b>	PEHD	A garder	<b>10-23</b>	PEHD	A garder
<b>5-6</b>	PEHD	A garder	<b>R1-23</b>	Amc	A rénover
<b>7-8</b>	PEHD	A garder	<b>23-24</b>	Amc	A rénover
<b>8-9</b>	PEHD	A garder	<b>24-25</b>	Amc	A rénover
<b>6-9</b>	PEHD	A garder	<b>24-33</b>	Amc	A rénover
<b>9-10</b>	PEHD	A garder	<b>25-26</b>	Amc	A rénover
<b>10-11</b>	PVC	A rénover	<b>25-30</b>	Amc	A rénover
<b>11-5</b>	PVC	A rénover	<b>33-32</b>	Amc	A rénover
<b>3-14</b>	PEHD	A garder	<b>32-31</b>	Amc	A rénover
<b>5-13</b>	PVC	A rénover	<b>31-30</b>	Amc	A rénover
<b>11-12</b>	PVC	A rénover	<b>26-27</b>	PVC	A rénover

**Tableau III.8** L'état du réseau de distribution existant (suite)

Tronçons	Matériaux	Observation	Tronçons	Matériaux	Observation
14-13	PEHD	A garder	26-28	PEHD	A garder
13-12	PVC	A rénover	28-29	Amc	A rénover
12-16	PVC	A rénover	29-30	Amc	A rénover
13-15	PVC	A rénover	31-34	PVC	A rénover
14-17	PEHD	A garder	31-36	PVC	A rénover
31-36	PVC	A rénover	45-44	PVC	A rénover
34-35	PVC	A rénover	44-43	PVC	A rénover
35-38	PVC	A rénover	43-42	PEHD	A garder
36-37	PVC	A rénover	42-49	PVC	A rénover
37-38	PVC	A rénover	49-50	PVC	A rénover
38-41	PVC	A rénover	50-52	PVC	A rénover
37-40	PVC	A rénover	52-51	PVC	A rénover
40-41	PVC	A rénover	51-42	PVC	A rénover
40-42	PVC	A rénover	52-53	PVC	A rénover
41-49	PVC	A rénover	52-55	PVC	A rénover
49-39	PVC	A rénover	53-54	PVC	A rénover
27-48	PVC	A rénover	55-56	PVC	A rénover
28-47	Amc	A rénover	54-43	PVC	A rénover
29-45	PVC	A rénover	54-56	PVC	A rénover
36-44	PEHD	A garder	56-57	PVC	A rénover
48-47	PVC	A rénover	57-46	PVC	A rénover
47-46	PVC	A rénover	57-58	PVC	A rénover
46-45	PVC	A rénover			

### III .9 Conclusion

La situation hydraulique de notre zone d'étude rencontre plusieurs problèmes au niveau du fonctionnement du réseau de distribution et des réservoirs qui ne peuvent pas assurer leurs fonctions convenablement.

Pour cela et a fin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'AEP, il faut éliminer toutes les anomalies citées au paravent on respectant les recommandations et les propositions données et rénover le réseau de distribution on modifiant les diamètres et réhabilitons des tronçons qui ne s'adaptent pas aux conditions hydrauliques et exigées, ceci qui fera l'objectif de chapitre suivant.

**Chapitre IV :  
Projection du réseau d'AEP a  
l'horizon 2045**

## **Chapitre IV**

### **Projection du réseau d'AEP à l'horizon 2045**

#### **IV.1 Introduction**

Le but de ce chapitre est de projeter un nouveau réseau de distribution pour la région étudiée et procéder à une simulation hydraulique en servant de logiciel Epanet, afin de déterminer les caractéristiques hydraulique de réseau. Ainsi vérifier la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2045.

#### **IV.2 les réservoirs**

Les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production. La demande est variable, alors que, pour être économique et efficace, la production doit être constante. Lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans les réservoirs. En période de pointe, on ajoute au débit de production celui donné par le réservoir. Les réservoirs contiennent aussi les réserves d'incendie.

##### **IV.2.1 Rôles des réservoirs existants :**

Dans notre cas nous avons deux réservoirs de capacité de  $1000\text{ m}^3$  ,  $500\text{ m}^3$  qui ont pour rôle de :

- L'emmagasinement de l'eau en cas de faibles consommations.
- Ils constituent des organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et de consommation.
- Conserver la réserve d'incendie.

##### **IV.2.2. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant**

L'alimentation de l'agglomération par les trois réservoirs se fait gravitairement durant 20 heures de la journée . A la base du graphique de consommation qu'on a fait dans le chapitre II de ce projet on peut définir la capacité du réservoir.

**Tableau IV.1:** Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel (2018).

Heures	Consommation de l'eau en %	Refolement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 - 2	1,5	0		1,5	8,5
2 - 3	1,5	0		1,5	7
3 - 4	1,5	0		1,5	5,5
3 - 4	1,5	0		1,5	4
4 - 5	2,5	5	2,5		6,5
5 - 6	3,5	5	1,5		8
6 - 7	4,5	5	0,5		8,5
7 - 8	5,5	5		0,5	8
8 - 9	6,25	5		1,25	6,75
9 - 10	6,25	5		1,25	5,5
10 - 11	6,25	5		1,25	4,25
11 - 12	6,25	5		1,25	3
12 - 13	5	5	0	0	3
13 - 14	5	5	0	0	3
14 - 15	5,5	5		0,5	2,5
15 - 16	6	5		1,0	1,5
16 - 17	6	5		1,0	0,5
17 - 19	5,5	5		0,5	0
18 - 19	5	5	0	0	0
19 - 20	4,5	5	0,5		0,5
20 - 21	4	5	1,0		1,5
21 - 22	3	5	2,0		3,5
22 - 23	2	5	3,0		6,5
23 - 24	1,5	5	3,5		<b>10</b>
<b>Totaux</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>21,5</b>	<b>21,5</b>	/

**1- calcul du volume du réservoir pour l'horizon actuel (2018):**

Le volume utile du réservoir est calculé par l'expression suivante :

$$Vu = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{iv-1})$$

$V_U$ : volume utile du réservoir ( $m^3$ )

$Q_{\max,j}$ : débit maximal journalier ( $m^3/j$ )

$a\%$ : pourcentage du volume maximal qui doit être stocké = 10 %

$$Vu = \frac{10 \times 4681.2}{100} = 468.12m^3$$

A cela s'ajoute la réserve incendie de l'ordre  $60m^3/h$  pendant deux heures à raison de  $16.67l/s$ .

Par conséquent, la capacité totale de nos quatre réservoirs :

$$V_t = V_u + V_{inc} \dots \dots \dots (\text{iv-2})$$

$$V_T = 468.12 + 120 = 588.12m^3$$

$$V_T = \mathbf{588.12m^3}$$

**2- Calcul du volume du réservoir a long terme horizon (2045) :**

$$Vu = \frac{10 \times 8726.22}{100} = 872.622m^3$$

$$V_T = 872.622 + 120 = 992.622m^3$$

$$V_T = \mathbf{992.622m^3}$$

Donc :  $V_T = \mathbf{1000m^3}$

La capacité totale des réservoirs existants est de  $1500m^3$ , alors que le volume calculé (actuel et a long terme) est estimé à  $1000 m^3$ .

La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération sur le long terme. À savoir s'ils permettent de vérifier la pression dans notre réseau.

### IV.3.Choix du type de réseau projeté

Le réseau de distribution projeté sera de type maillé, compte tenu de la répartition spatiale des constructions existantes et aussi pour contenir les extensions prévues dans le plan d'aménagement à long terme (2045).

#### IV.3.1 Classification des réseaux

Un réseau de distribution peut avoir une forme ramifiée ou une forme maillé ce qui est plus courant. Les principaux éléments d'un réseau sont les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendie, ...etc.). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, au niveau des accotements des chaussées et des routes (sous les trottoirs).

##### a. Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau tel que tout les points du réseau ne peut être alimenté que d'une seule façon. Ainsi, la caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...). En d'autres termes. Un réseau ramifié ne peut comporter qu'un seul nœud référence amont.

Ce réseau ne présente pas assez de souplesse à des modifications de débit et tout réseau initialement ramifié est modifié, au cours de l'exploitation ultérieure, par les nécessités des extensions imprévues et pour la sécurité de fonctionnement de certaines parties de réseau (en cas de casse d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

##### b. Réseau maillé

C'est le cas le plus fréquent en distribution. Le réseau maillé est l'assemblage de deux ou plusieurs réseaux ramifiés par des conduites qui permettent des échanges entre les réseaux et qui constituent de mailles (permettant une alimentation de retour).

Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivant : plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de casse d'une conduite, il suffit d'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est par contre couteux et plus difficile à calculer.

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

**c. Réseau mixte**

Qui est un réseau maillé comportant en cas de besoin quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).

**d. Réseau étagés**

Dans le cas où la topographie est très tourmentée.

**IV.3.2 Hypothèses de calcul et de dimensionnement**

Les mêmes principes évoqués pour les conduites d'adductions s'appliquent aussi pour les réseaux de distribution : caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètres économique, type de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, venteuses, pièces spéciales).

**1. Débits**

Une estimation aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter, on calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. 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).

Eventuellement, il faut vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe et incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de  $60\text{m}^3/\text{h}$  (soit environ 17 l/s).

**2. Choix du diamètre**

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal à choisir sera de 100mm. Les vitesses de l'eau dans les canalisations de distributions doit être comprise 0,5 et 1,5 m/s. Les vitesses faibles favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses élevées risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

**3. Pression**

Le réseau doit être calculé pour satisfaire notamment, aux conditions de pression suivantes :

- Une charge minimale de 3m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés (5 m dans le cas d'un chauffe-eau à gaz). En règle générale, la pression de service souhaitée au niveau de chaque point de distribution est d'environ 1bar (10 m.c.e).
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints, il y a lieu d'éviter des

pressions supérieures à 50 m (limitation des fuites et des bruits désagréables dans les installations intérieurs des abonnés). Si néanmoins de telles pressions devaient se manifester, il y aurait lieu en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

En ce qui concerne les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer dans les sous-sols des groupes suppressseurs.

Les conduites équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir en cas d'incendie une pression minimale au sol de 1 bar, en tout point du réseau de distribution

#### IV.4 Calcul du diamètre de conduites de distribution projetées

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_T = \frac{K' \cdot L_g \cdot Q^\beta}{D^m} \quad (\text{IV-3}).$$

On déduit alors le diamètre calculé par la formule de Darcy-Weisbach :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L_{eq} \cdot Q^\beta}{\Delta H_T}} \quad (\text{IV-4})$$

Avec :

$\Delta H_T$  : Perte de charge totale (m).

$K'$  : Coefficient

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

$m$  : exposant tenant compte du type de matériau.

$\beta$  : exposant tenant compte du régime d'écoulement.

Les valeurs de  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2** Les valeurs de  $K',m$  et  $\beta$  (source : alimentation en eau potable des agglomérations ,BOUALEM.S)

Tuyau	$K'$	M	$\beta$
Acier	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Fonte	0.001796 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
A.ciment	0.00118	4.89	1.85
P.V.C	0.001052	4.774	1.77

$L_{eq}$  : la longueur équivalente de la conduite (m) :

$$L_{eq} = L_g + L_e \quad (IV-5)$$

$L_g$  : la longueur géométrique de la conduite (m).

$L_e$  : la longueur équivalente due aux pertes de charges singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = 1.15 \cdot \Delta H^{lin} \quad \longrightarrow \quad L_{eq} = 1.15 \cdot L_g \quad (IV-6)$$

$\Delta H^{lin}$  : pertes de charges linéaires.

Calcul du diamètre de la conduite de distribution : ( $R_2 - n1$ )

La longueur équivalente  $L_{eq} = 1.15 \cdot 2224 = 2557.6m$

$$\Delta H_d = C_{R2} - C_{n1} = 1136 - 1032.5 = 99.5m$$

$$Q_{R2-1} = \frac{V_{R2}}{V_{R1} + V_{R2}} \cdot Q_{max.h} = \frac{1000}{1500} \cdot 0.151 = 0.10067 m^3/s$$

Donc :

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 \cdot 2557.6 \cdot (0.10067)^{1.77}}{99.5}}$$

$$D_{\text{calculé}} = 0.2004 \text{ m} = 200.4 \text{ mm}$$

Donc on prend un diamètre normalisé de  $D_{\text{normalisé}} = 250 \text{ mm}$

Calcul du diamètre de la conduite de distribution (R<sub>1</sub> – n24) :

La longueur équivalente  $L_{eq} = 1.15 \cdot 1481 = 1703 \text{ m}$

$$\Delta H_d = C_{tp} - C_{p1} = 1049 - 1012 = 37 \text{ m}$$

$$Q_{R2-1} = \frac{V_{R1}}{V_{R1} + V_{R2}} \cdot Q_{\text{max.h}} = \frac{500}{1500} \cdot 0.151 = 0.0755 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 \cdot 1703 \cdot (0.0755)^{1.77}}{37}}$$

$$D_{\text{calculé}} = 0.2035 \text{ m} = 203.5 \text{ mm}$$

Donc on prend un diamètre normalisé de  $D_{\text{normalisé}} = 250 \text{ mm}$

#### IV.5 calcul hydraulique du réseau de distribution

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- ✓ cas de pointe.
- ✓ cas de pointe plus incendie.

##### IV.5.1 Détermination des débits

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante.

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route qui va nous

permettre de calculer les débits nodaux.

Pour la détermination de ces débits on va utiliser les formules (III.1) , (III.2) , (III.3) et (III.4) citées dans le chapitre précédent

### 1. Cas de pointe

D'après le tableau II-21 (chapitre II) de la consommation horaire de notre agglomération on constate que l'heure de pointe est égalé à :

$$Q_{\max.h} = 545.39 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{151.5 \text{ l/s}} .$$

$$Q_{\text{pte}} = 151.5 \text{ l/s}.$$

$Q_{\text{pte}}$ : débit de pointe de consommation.

- **Débit spécifique**

$$Q_{\text{rte}} = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \quad (\text{iv-7})$$

Avec :

$Q_{\text{cons}}$ : débit maximal horaire consommé (l/s) ;

$\sum Q_{\text{conc}}$ : la somme des débits concentrés (l/s), Pour notre cas on a :

$$Q_{\text{rte}} = \mathbf{151.5 \text{ l/s}} \quad \text{Car } Q_{\text{conc}} = 0$$

En utilisons la formule (III.1) et pour  $\sum L_i = 19327 \text{ m}$  , on trouve

$$q_{\text{sp}} = \mathbf{0,00783877 \text{ l/s/ml}}$$

pour le calcul de débit route et le débit nodaux en utilisant les formules ( III.3) et (III.4), les résultats sont présentés dans le tableau suivant .

**Tableau IV.2** valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	$Q_r$ (l/s)	$\sum Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
1	1--2	474	3,72	6,69	3,34
	1--6	379	2,97		
2	2--1	474	3,72	7,55	3,77

**Tableau IV.2** valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite)

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)	ΣQ <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
3	3--2	167	1,31	10,77	5,39
	3—5	497	3,90		
	3—8	329	2,58		
	3—4	381	2,99		
4	4—3	381	2,99	10,36	5,18
	4—5	255	2,00		
	4—9	331	2,59		
	4--11	354	2,77		
5	5—3	497	3,90	6,44	3,22
	5—6	69	0,54		
	5—4	255	2,00		
6	6—1	379	2,97	6,51	3,26
	6--5	69	0,54		
	6--12	383	3,00		
7	7--2	322	2,52	4,91	2,46
	7--8	305	2,39		
8	8--7	305	2,39	7,93	3,97
	8--3	329	2,58		
	8--9	378	2,96		
9	9--4	331	2,59	10,21	5,11
	9--8	378	2,96		
	9--10	355	2,78		
	9--27	239	1,87		
10	10--9	355	2,78	8,63	4,32
	10--11	336	2,63		
	10--13	239	1,87		
	10--26	171	1,34		
11	11--4	354	2,77	8,90	4,45
	11--12	206	1,61		
	11--14	240	1,88		
	11--10	336	2,63		
12	12--6	383	3,00	9,56	4,78
	12--11	206	1,61		
	12--17	631	4,95		
13	13--10	239	1,87	8,12	4,06
	13--14	347	2,72		
	13--15	240	1,88		
	13--25	210	1,65		

**Tableau IV.2** valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite)

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)	ΣQ <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
14	14--11	240	1,88	6,44	3,22
	14--13	347	2,72		
	14--16	235	1,84		
15	15--13	240	1,88	9,36	4,68
	15--16	343	2,69		
	15--19	328	2,57		
	15--23	283	2,22		
16	16--14	235	1,84	5,21	2,61
	16--15	343	2,69		
	16--17	87	0,68		
17	17--16	87	0,68	6,00	3,00
	17--12	631	4,95		
	17--18	47	0,37		
18	18--17	47	0,37	3,83	1,91
	18--19	441	3,46		
19	19--15	328	2,57	7,09	3,55
	19--18	441	3,46		
	19--21	136	1,07		
20	20--21	104	0,82	2,82	1,41
	20--30	256	2,01		
21	21--20	104	0,82	3,97	1,99
	21--22	267	2,09		
	21--19	136	1,07		
22	22--21	267	2,09	4,50	2,25
	22--28	116	0,91		
	22--23	191	1,50		
23	23--15	283	2,22	5,14	2,57
	23--22	191	1,50		
	23--24	182	1,43		
24	24--23	182	1,43	6,14	3,07
	24--25	193	1,51		
	24--40	408	3,20		
25	25--13	210	1,65	7,49	3,74
	25--24	193	1,51		
	25--42	332	2,60		
	25--26	220	1,72		
26	26--25	220	1,72	4,54	2,27
	26--10	171	1,34		
	26--34	188	1,47		

**Tableau IV.2** valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite)

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)	ΣQ <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
27	27--9	239	1,87	3,45	1,72
	27--34	201	1,58		
28	28--22	116	0,91	5,22	2,61
	28--29	83	0,65		
	28--39	467	3,66		
29	29--28	83	0,65	2,89	1,45
	29--30	137	1,07		
	29--33	149	1,17		
30	30--29	137	1,07	3,71	1,85
	30--31	80	0,63		
	30--20	256	2,01		
31	31--30	80	0,63	2,85	1,42
	31--32	283	2,22		
32	32--31	283	2,22	5,75	2,87
	32--33	321	2,52		
	32--35	129	1,01		
33	33--29	149	1,17	5,60	2,80
	33--32	321	2,52		
	33--37	244	1,91		
34	34--27	201	1,58	4,23	2,11
	34--26	188	1,47		
	34--43	150	1,18		
35	35--32	129	1,01	5,97	2,99
	35--37	226	1,77		
	35--44	407	3,19		
36	36--35	517	4,05	4,05	4,05
37	37--33	244	1,91	6,24	3,12
	37--35	226	1,77		
	37--45	158	1,24		
	37--38	168	1,32		
38	38--37	168	1,32	3,71	1,85
	38--39	123	0,96		
	38--49	182	1,43		
39	39--28	467	3,66	5,89	2,95
	39--38	123	0,96		
	39--40	162	1,27		
40	40--24	408	3,20	5,23	2,61
	40--39	162	1,27		
	40--41	97	0,76		

**Tableau IV.2** valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite)

41	41--40	97	0,76	3,46	1,73
	41--42	181	1,42		
	41--51	164	1,29		
42	42--25	332	2,60	5,72	2,86
	42--41	181	1,42		
	42--43	217	1,70		
43	43--34	150	1,18	2,88	1,44
	43--42	217	1,70		
44	44--35	407	3,19	5,57	2,79
	44--46	304	2,38		
45	45--37	158	1,24	3,21	1,60
	45--46	251	1,97		
46	46--45	251	1,97	8,87	4,43
	46--44	304	2,38		
	46--48	222	1,74		
	46--47	354	2,77		
47	47--46	354	2,77	4,15	2,07
	47--50	175	1,37		
48	48--49	144	1,13	2,87	1,43
	48--46	222	1,74		
49	49--38	182	1.43	3.30	1.65
	49--48	144	1.13		
	49--50	95	0.74		
50	50--49	95	0.74	3.97	1.98
	50--47	175	1.37		
	50--51	236	1.85		
51	51--50	236	1.85	3.14	1.57
	51--41	164	1.29		
52	52--51	505	3.96	3.96	3.96

## IV.6 Résultats de la simulation hydraulique de réseau l'horizon 2045

### IV.6.1 Cas de pointe

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.3 :

**Tableau IV.3** : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
1	1032.5	3.34	1070.51	38.01
2	1023	3.77	1068.33	45.33
3	1024	5.39	1066.86	42.86
4	1032.4	5.18	1064.89	32.49
5	1031.7	3.22	1067.79	36.09
6	1033	3.26	1067.91	34.91
7	1018.5	2.46	1065.86	47.36
8	1021	3.97	1064.58	43.58
9	1026.8	5.11	1063.81	37.01
10	1028	4.32	1061.24	33.24
11	1031	4.45	1062.90	31.90
12	1033.8	4.76	1066.12	32.33
13	1029.5	4.06	1060.84	31.34
14	1037.4	3.22	1061.92	24.52
15	1032.5	4.68	1059.19	26.69
16	1040	2.61	1063.51	23.51
17	1042	3	1064.34	22.34
18	1040.5	1.91	1063.26	22.76
19	1033	3.55	1060.10	27.10
20	1028.8	1.41	1058.52	29.72
21	1031	1.99	1059.37	28.37
22	1029.7	2.25	1057.25	27.55
23	1023.8	2.57	1058.07	34.27
24	1028.7	3.07	1050.99	22.29
25	1025	3.74	1057.42	32.42
26	1026.5	2.72	1058.86	32.36
27	1024	1.72	1062.62	38.62
28	1028	2.81	1056.95	28.95
29	1023	1.45	1056.65	33.65
30	1023	1.85	1057.67	34.67
31	1022	1.42	1057.27	35.27
32	1020.6	2.87	1053.55	32.95
33	1017.6	2.80	1054.78	37.18
34	1021	2.11	1059.96	38.96

**Tableau IV.3** : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe (suite)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression ( m )
35	1012	2.99	1050.92	38.92
36	994	4.05	1037.59	43.59
37	1014	3.12	1052.38	38.38
38	1015	1.85	1052.57	37.57
39	1013	2.95	1053.25	40.25
40	1015	2.61	1054.40	39.40
41	1018.5	1.73	1054.61	36.11
42	1018	2.86	1056.23	38.23
43	1022	1.44	1058.36	36.36
44	1006	2.79	1049.42	43.42
45	1012.5	1.60	1051.90	39.40
46	1004	4.43	1050.66	46.66
47	1004	2.07	1051.23	47.23
48	1009	1.43	1050.95	41.95
49	1008	1.65	1051.30	43.30
50	1011	1.98	1051.68	40.68
51	1015.5	1.57	1052.61	37.11
52	1016	3.96	1040.10	24.10

Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau

**Tableau IV.4** vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe)

Trancons	Longueurs (m)	Diametres (mm)	Epaisseur (mm)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m/km)
R2-1	2224	300	35.2	185.47	2.67	14.61
1-2	474	250	27.9	61.38	1.25	4.59
1-6	379	300	35.2	123.75	1.75	6.84
2-3	167	200	27.9	48.61	1.55	8.82
6-5	69	200	27.9	20.17	0.64	1.80
5-4	255	125	14	16.03	1.31	11.38
3-4	381	63	9.4	1.64	0.53	5.16
5-3	497	63	9.4	0.92	0.30	1.88
2-7	332	110	12.3	9	0.95	7.43
7-8	305	110	12.3	6.54	0.69	4.20
3-8	329	200	27.9	42.51	1.35	6.91
8-9	100	200	27.9	45.07	1.43	7.69
4-9	331	125	14	7.99	0.65	3.26
6-12	383	300	35.2	100.32	1.42	4.66

**Tableau IV.4** vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe) (suite)

<b>Trancons</b>	<b>Longueurs (m)</b>	<b>Diametres (mm)</b>	<b>Epaisseur (mm)</b>	<b>Debit (l/s)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Perte charge (m/km)</b>
4-11	354	90	10.1	4.49	0.71	5.62
11-12	206	125	14	19.13	1.56	15.67
9-10	335	125	14	12.48	1.02	7.25
10-11	336	125	14	10.09	0.82	4.95
11-14	240	125	14	9.09	0.74	4.09
10-13	239	125	14	5.50	0.45	1.67
13-14	377	160	17.9	14.40	0.72	2.86
14-16	235	110	12.3	8.53	0.90	6.75
13-15	240	63	9.4	1.93	0.62	6.89
15-16	343	125	14	16.96	1.38	12.59
16-17	87	160	17.9	28.10	1.40	9.57
17-18	47	160	17.9	45.33	2.25	22.83
18-19	441	200	22.4	43.42	1.38	7.19
15-19	328	90	10.1	3.02	0.48	2.77
12-17	631	300	35.2	76.43	1.08	2.84
19-21	136	200	22.4	36.85	1.17	5.33
21-22	267	160	17.9	25.38	1.26	7.95
22-23	191	63	9.4	1.48	0.48	4.30
23-15	283	160	17.9	17.23	0.86	3.95
23-24	182	90	14	19.07	1.55	15.57
24-25	193	110	14	21.38	1.74	19.16
25-13	210	110	12.3	13.91	1.46	16.29
25-26	220	125	14	11.79	0.96	6.54
26-10	171	110	12.3	12.75	1.34	13.93
26-34	188	63	9.4	1.76	0.57	5.86
34-27	201	160	17.9	33.76	1.68	13.24
27-9	239	200	22.4	35.48	1.13	4.98
21-20	104	110	12.3	9.48	1	8.17
20-30	256	125	14	8.07	0.66	3.31

**Tableau IV.4** vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe) (suite)

<b>Trancons</b>	<b>Longueurs (m)</b>	<b>Diametres (mm)</b>	<b>Epaisseur (mm)</b>	<b>Debit (l/s)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Perte charge (m/km)</b>
29-28	83	160	17.9	16.35	0.81	3.60
22-28	116	200	22.4	24.61	0.78	2.57
28-39	467	90	10.1	5.45	0.86	7.91
30-31	80	90	10.1	4.20	0.66	4.98
31-32	283	63	9.4	2.78	0.89	13.16
29-33	149	125	14	16.92	1.38	12.55
33-32	321	90	10.1	3.62	0.57	3.83
32-35	130	63	9.4	3.53	1.13	20.20
35-37	226	90	10.1	4.86	0.76	6.46
33-37	244	110	12.3	10.50	1.10	9.81
35-36	517	63	9.4	4.05	1.30	25.79
37-38	168	63	9.4	0.69	0.22	1.13
38-39	123	110	12.3	7.62	0.80	5.52
39-40	162	90	10.1	5.12	0.81	7.10
40-24	408	90	10.1	5.61	0.88	8.36
40-41	81	160	17.9	13.35	0.66	2.50
41-42	184	160	17.9	26.91	1.34	8.85
42-25	332	63	9.4	1.33	0.43	3.57
42-43	217	160	17.9	28.44	1.41	9.78
43-34	150	160	17.9	29.88	1.49	10.70
35-44	407	63	9.4	1.36	0.44	3.69
44-46	304	63	9.4	1.43	0.46	4.07
46-45	251	63	9.4	1.61	0.52	4.96
45-37	157	90	10.1	3.21	0.50	3.08
46-48	222	110	12.3	3.41	0.36	1.32
48-49	144	110	12.3	4.84	0.51	2.45
49-38	182	90	10.1	5.08	0.80	6.99
49-50	95	63	9.4	1.41	0.45	3.97
46-47	354	63	9.4	0.84	0.27	1.61

**Tableau IV.4** vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe) (suite)

Trançons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)	Epaisseur (mm)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m/km)
50-51	236	110	12.3	6.31	0.66	3.93
51-41	164	110	12.3	11.84	1.25	12.18
51-52	505	63	9.4	3.96	1.27	24.77
R1-24	772	200	22.4	36.35	1.16	5.17

#### IV.6.2 Cas de pointe plus incendie

Dans ce cas le calcul se procède de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s).

Nous supposons que le point le plus défavorable est le nœud ou la pression est faible, donc nous ajoutons un débit de 17l/s au nœud n24. Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) sauf au nœud **n24** qui devient :

$$Q_{n24} = 3.07 + 17 = 20.07 \text{ L/s}$$

#### - Détermination des diamètres du réseau

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits répartis préalablement, on peut choisir leurs diamètres avantageux Correspondants (écoulement gravitaire), tout en respectant la fourchette de vitesse (0,3 ÷ 1,5) m/s jusqu'à 2m/s en cas de pointe plus incendie.

Les Résultats de la simulation hydraulique de réseau cas de pointe plus incendie

**Tableau IV.5** Charges et les pressions dans le réseau projeté (pointe plus incendie)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
1	1032.5	3.34	1069.57	37.07
2	1023	3.77	1667.34	44.34
3	1024	5.39	1065.82	41.82
4	1032.4	5.18	1063.79	31.39
5	1031.7	3.22	1066.78	35.08
6	1033	3.26	1066.91	33.91
7	1018.5	2.46	1064.80	46.30
8	1021	3.97	1063.47	42.47
9	1026.8	5.11	1062.67	35.87
10	1028	4.32	1059.96	31.96
11	1031	4.45	1061.71	30.71
12	1033.8	4.76	1065.06	31.26
13	1029.5	4.06	1059.54	30.04

**Tableau IV.5** Charges et les pressions dans le réseau projeté (pointe plus incendie) (suite)

<b>Nœud</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Demande (l/s)</b>	<b>Charge(m)</b>	<b>Pression (m)</b>
14	1037.4	3.22	1060.65	23.28
15	1032.5	4.68	1057.82	25.32
16	1040	2.61	1062.35	22.35
17	1042	3	1063.22	31.22
18	1040.5	1.91	1062.12	21.62
19	1033	3.55	1058.86	25.86
20	1028.8	1.41	1057.26	28.46
21	1031	1.99	1058.12	27.12
22	1029.7	2.25	1055.95	26.25
23	1023.8	2.57	1056.62	32.82
24	1028.7	20.07	1048.65	19.95
25	1025	3.74	1055.84	30.84
26	1026.5	2.72	1057.42	30.92
27	1024	1.72	1061.44	37.44
28	1028	2.81	1055.64	27.64
29	1023	1.45	1055.34	32.34
30	1023	1.85	1056.40	33.40
31	1022	1.42	1056	34
32	1020.6	2.87	1052.22	31.62
33	1017.6	2.80	1053.45	35.85
34	1021	2.11	1058.67	37.67
35	1012	2.99	1049.56	37.56
36	994	4.05	1036.22	42.22
37	1014	3.12	1051.01	37.01
38	1015	1.85	1051.16	36.16
40	1015	2.61	1052.90	37.90
41	1018.5	1.73	1053.12	34.62
42	1018	2.86	1054.80	36.80
43	1022	1.44	1057.01	35.01
44	1006	2.79	1048.02	42.02
45	1012.5	1.60	1052.52	38.02
46	1004	4.43	1049.24	45.24
47	1004	2.07	1049.78	45.78
48	1009	1.43	1049.53	40.53
49	1008	1.65	1049.88	41.88
50	1011	1.98	1050.23	39.23
51	1015.5	1.57	1051.14	35.64
52	1016	3.96	1038.64	22.64

- Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.6

**Tableau IV.6** vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté ( pointe plus incendie)

<b>Trancons</b>	<b>Longueurs (m)</b>	<b>Diametres (mm)</b>	<b>Epaisseur (mm)</b>	<b>Debit (l/s)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Perte charge (m/km)</b>
R2-1	2224	300	35.2	191.42	2.71	15.03
1-2	474	250	27.9	62.31	1.27	4.72
1-6	379	300	35.2	125.77	1.78	7.04
2-3	167	200	27.9	49.40	1.57	9.09
6-5	69	200	27.9	20.45	0.65	1.84
5-4	255	125	14	16.29	1.33	11.72
3-4	381	63	9.4	1.67	0.54	5.32
5-3	497	63	9.4	0.94	0.30	1.93
2-7	332	110	12.3	9.14	0.96	7.65
7-8	305	110	12.3	6.68	0.70	4.36
3-8	329	200	27.9	43.28	1.38	7.14
8-9	100	200	27.9	46	1.46	7.28
4-9	331	125	14	8.17	0.67	3.38
6-12	383	300	35.2	102.05	1.44	4.81
4-11	354	90	10.1	4.61	0.72	5.88
11-12	206	125	14	19.54	1.59	16.28
9-10	335	125	14	12.85	1.03	7.63
10-11	336	125	14	10.38	0.85	5.20
11-14	240	125	14	9.32	0.76	4.29
10-13	239	125	14	5.69	0.46	1.77
13-14	377	160	17.9	14.87	0.74	3.03
14-16	235	110	12.3	8.77	0.92	7.09
13-15	240	63	9.4	1.97	0.63	7.16
15-16	343	125	14	17.40	1.42	13.20
16-17	87	160	17.9	28.78	1.43	9.99
17-18	47	160	17.9	45.97	2.29	23.42
18-19	441	200	22.4	44.06	1.40	7.38

**Tableau IV.6** vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté (pointe plus incendie)(suite)

<b>Trancons</b>	<b>Longueurs (m)</b>	<b>Diametres (mm)</b>	<b>Epaisseur (mm)</b>	<b>Debit (l/s)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Perte charge (m/km)</b>
15-19	328	90	10.1	3.26	0.51	3.17
12-17	631	300	35.2	77.75	1.10	2.93
19-21	136	200	22.4	37.25	1.19	5.44
21-22	267	160	17.9	25.72	1.28	8.15
22-23	191	63	9.4	1.32	0.42	3.51
23-15	283	160	17.9	17.96	0.89	4.26
23-24	182	90	14	14.07	2.21	43.75
24-25	193	125	14	21.95	2.31	37.25
25-13	210	125	12.3	14.52	1.53	17.60
25-26	220	125	14	12.40	1.01	7.16
26-10	171	110	12.3	13.23	1.39	14.88
26-34	188	63	9.4	1.90	0.61	6.67
34-27	201	160	17.9	34.48	1.72	13.76
27-9	239	200	22.4	36.20	1.15	5.17
21-20	104	110	12.3	9.54	1	8.26
20-30	256	125	14	8.13	0.66	3.36
30-29	137	63	9.4	2.06	0.66	7.73
29-28	83	160	17.9	16.43	0.82	3.63
22-28	116	200	22.4	24.78	0.79	2.60
28-39	467	90	10.1	5.55	0.87	8.18
30-31	80	90	10.1	4.22	0.66	5.03
31-32	283	63	9.4	2.80	0.90	13.36
29-33	149	125	14	17.04	1.39	12.70
33-32	321	90	10.1	3.63	0.57	3.83
32-35	130	63	9.4	3.56	1.14	20.48
35-37	226	90	10.1	4.85	0.76	6.43
33-37	244	110	12.3	10.61	1.12	10
35-36	517	63	9.4	4.05	1.30	25.79
37-38	168	63	9.4	0.60	0.19	0.88

**Tableau IV.6** vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté (pointe plus incendie)(suite)

<b>Trancons</b>	<b>Longueurs (m)</b>	<b>Diametres (mm)</b>	<b>Epaisseur (mm)</b>	<b>Debit (l/s)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Perte charge (m/km)</b>
38-39	123	110	12.3	7.55	0.79	5.42
39-40	162	90	10.1	4.95	0.78	6.67
40-24	408	90	10.1	6.35	1	10.42
40-41	81	160	17.9	13.91	0.69	2.69
41-42	184	160	17.9	27.41	1.36	9.15
42-25	332	63	9.4	1.23	0.40	3.12
42-43	217	160	17.9	29.04	1.44	10.15
43-34	150	160	17.9	30.48	1.52	11.09
35-44	407	63	9.4	1.37	0.44	3.76
44-46	304	63	9.4	1.42	0.45	3.99
46-45	251	63	9.4	1.64	0.52	5.11
45-37	157	90	10.1	3.24	0.51	3.13
46-48	222	110	12.3	3.89	0.36	1.30
48-49	144	110	12.3	4.82	0.51	2.43
49-38	182	90	10.1	5.10	0.80	7.04
49-50	95	63	9.4	1.37	0.44	3.75
46-47	354	63	9.4	0.82	0.26	1.54
47-50	175	90	10.1	2.89	0.46	2.57
50-51	236	110	12.3	6.24	0.66	3.86
51-41	164	110	12.3	11.77	1.24	12.06
51-52	505	63	9.4	3.96	1.27	24.77
R1-24	772	200	22.4	22.30	0.71	2.14

- Dans ce cas on remarque que les pressions de réseau diminuent varient entre (46.30 a 19.95 mce) tandis que les vitesses augmentent varient entre (2.31 a 0.26 m/s) et diminue au niveau de l'adduction R1-24 (0.71 m/s).

#### **IV.7. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons effectué le calcul de vérification de capacité de stockage des réservoirs existant, on a déduire que leurs capacité sera suffisante pour l'horizon d'étude 2045 ce qui ne nécessitera pas l'implantation d'autres réservoir. D'autre part après la projection d'un réseau d'alimentation en eau potable pour la ville et réalisation d'une simulation permettent l'analyse de son comportement hydraulique, Les résultats montrent que le réseau de distribution projeté et qui est à un fonctionnement satisfaisant.

## CHAPITRE V

### Pose de canalisations et accessoires

#### V.1 Introduction :

Une canalisation a pour but de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant sols et a toutes les contraintes agissent sur elle.

La pose des conduites est d'une importance majeure mais variable d'un terrain a un autre pour temps le principe de les posées est pratiquement le même

D'autre part les accessoires d'un réseau d'AEP ont des plusieurs rôles pour assurer le bon fonctionnement hydraulique de ce dernier.

#### V.2. Pose de canalisation

##### V.2.1. Principe de pose des canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas ou elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

##### V.2.2 Choix et type de pose de canalisation

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre ordinaire ;
- la Pose en mauvais terrains ;
- la Pose en galerie ;
- la Pose en pentes ;
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées ;

- la Pose en immersion (cours d'eau) ;
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- la Passage de ponts ;
- la Pose sans tranchée ouverte.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes.

#### **a. Pose selon la nature de terrain**

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (pas de rivière...etc.). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (Sable), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est garni d'un lit du sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au dessous du tuyau. Avant la mise en fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc. Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

#### **b. Pose de la conduite:**

Les éléments d'une canalisation forment une chaîne. Si un seul élément mal posé ou un joint défectueux, constituent un point faible préjudiciable à la qualité de la conduite entière.

Lorsque les tuyaux en sont dotés, on vérifie le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on met à côté le tuyau défectueux pour réparation du revêtement ou coupe de la partie abîmée.

On utilise un engin de levage, de puissance et de dimensions suffisantes pour la pose des conduites.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux. S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner.

- Raccordement par emboîtement : il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccords

impliquent presque toujours une surépaisseur par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.

- Raccordement par soudure : ces techniques sont réservées aux Polyéthylènes (électro-soudages par manchon ou « au miroir »), à l'acier parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle. En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.
- Raccordement par collage : le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage.

Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm.

### V.3. Différentes étapes de mise en place des canalisations

#### V.3.1 Réalisation des fouilles

##### a. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

##### b. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si } DN \leq 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,30) \quad (m)}$$

$$\text{Si } DN > 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,50) \quad (m)}$$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

### **c. La profondeur de la tranchée**

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge.

Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m

### **V.3.2 Lit de pose**

Le lit de sable a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui Recouvert de 0,2 m à 0,10 m. il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivant :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

### **V.3.3 Remblaiement**

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au-dessous delà génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

La figure suivante illustre le remblaiement après pose de la canalisation:

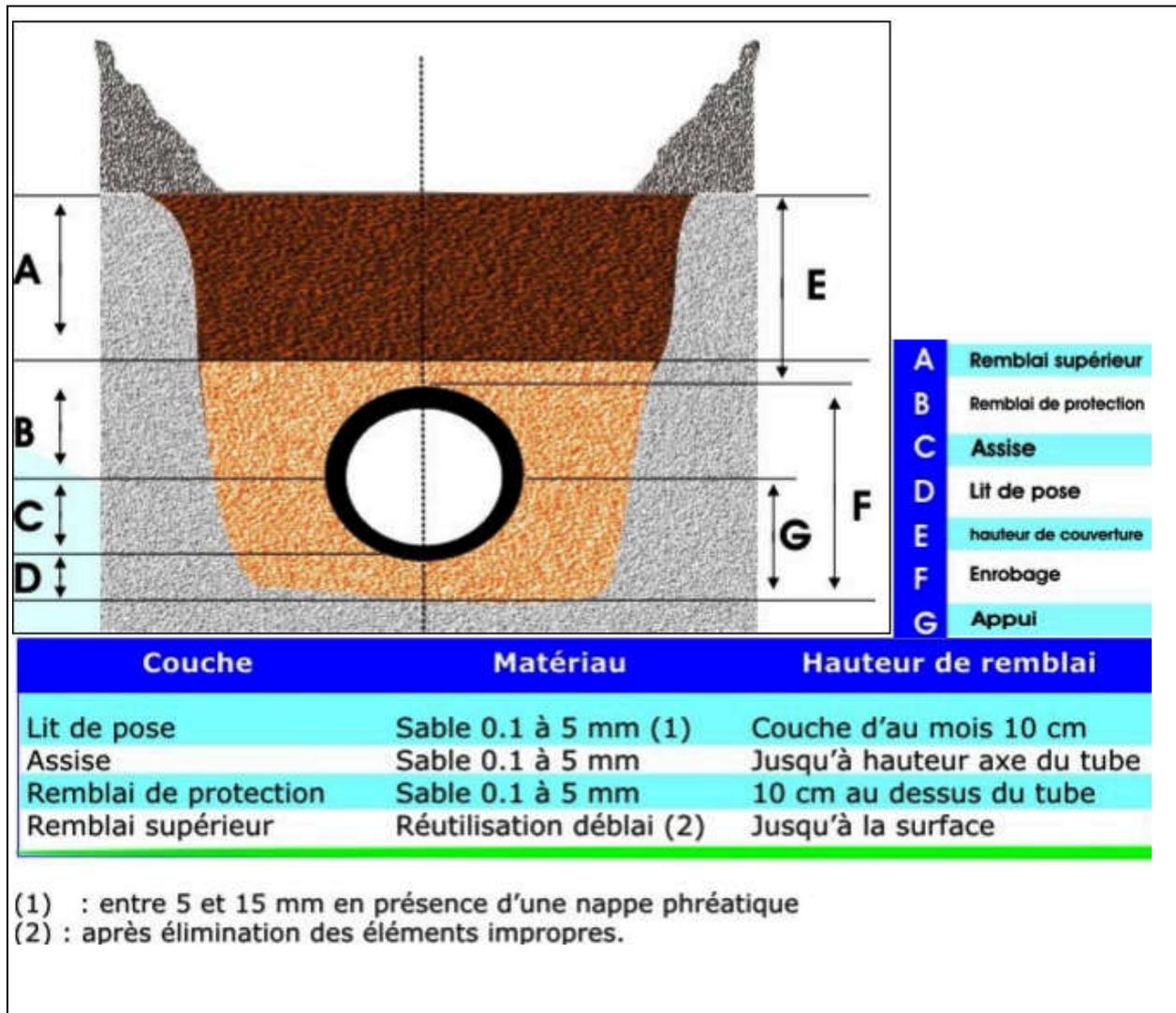


Figure V.1 : Coupe transversale d'un remblai de fouille (source catalogue PEHD CHIALI)

#### V.4 Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

- **Essai général du réseau**

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

## V.5 Accessoires du réseau

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.
- 

### V.5.1. Les robinets

Ils permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. Ce sont des appareils placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

#### V.5.1.2 Fonctions

Les fonctions à assurer par le robinet sont :

- Isolément** : dans ce cas deux positions de l'obturateur sont essentielles :
  - Position fermée (l'importance est donnée au niveau de l'étanchéité interne).
  - Position ouverte (l'importance est donnée à la section de passage offerte au fluide, on recherche la perte de charge minimale).
- Réglage** : dans ce cas l'intérêt se porte essentiellement sur les positions intermédiaires de l'obturateur (entre position fermée et position ouverte)

### V.5.1.3. Classement des robinets

On distingue plusieurs types des robinets :

#### a. les robinets-vannes:

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres .l'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.



Figure V.2 : Robinet vanne

#### b. les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), ce type des vannes se ferment sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure V.3 : Vanne à papillon

**c. les vannes d'isolement**

Ce type des vannes sont utilisées pour isoler certains tronçons qu'on veut inspecter ou entretenir.

**d. les vannes à clapet de non-retour**

L'écoulement à travers ces vannes se fait dans un seul sens, On les utilise à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les capture d'eau.

**e. les vannes de réduction de pression**

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou réduire la pression d'une valeur prédéterminée.

**V.5.2 les Clapets**

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour, leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.



**Figure V.4 :** Clapet anti retour

**V.5.3. Ventouses**

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- les Ventouses simples : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.



**Figure V.5 : Ventouse**

- les Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

### V.6. Pièces spéciales de raccord

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

#### a) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}$  (90°),  $\frac{1}{8}$  (45°),  $\frac{1}{16}$  (22°30'),  $\frac{1}{32}$  (11°15').

**b) Cônes**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue:

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes a emboîtement et bride.

**c) Tés**

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

**Manchons**

En pratique, on rencontre des manchons a bouts lisses des deux extrémités, a deux emboitements, a emboitement a bout lisse, a deux brides, a brides et bout lisse, a emboitement et bride.

On les rencontres surtout au niveau des montagnes des appareils accessoires robinet-vannes, par exemple et au niveau de certains joints.

**d) Les joints :**

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée. Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride.

**V.7.les organes de mesures****V.7.1 mesure de débit**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et D'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

**Remarque** : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des Mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

### **V.7.2 mesure de pression**

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manometers à aiguilles ;
- Les manometers à soufflé.

### **V.8.Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté les moyens de mise en place des canalisations d'eau potable, ces canalisations doivent être équipées d'accessoires devant être installés avec soin, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes pour assurer un bon fonctionnement du réseau.

**Chapitre VI :**  
**Organisation de chantier**

## CHAPITRE VI

### Organisation de chantier

#### VII.1.Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais, ainsi permettre d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, ensuite on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

#### VI.2. Travaux concernant réseau de distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place du réseau de distribution sont :

- **Exécution des tranchées** C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- **Construction des regards** Les regards constituent l'abri de certains accessoires du réseau comme les vannes, ils sont conçus en béton armé.
- **Pose du lit de sable** Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.
- **Pose des conduites** Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.
- **Remblayage des tranchées** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

#### VI.3- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

- **Matérialisation** : On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.
- **Le nivellement** : Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain comporte des

obstacles limitant les visées, on procède un nivellement par cheminement et par simple calcul ; on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée dans ce point.

#### VI.4- Calcul des volumes des travaux :

##### VI.4.1- Calcul du volume du déblai de réseau :

Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse travailler sans difficulté, et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée ' $H_{tr}$ '
- Largeur de la tranchée ' $b$ '

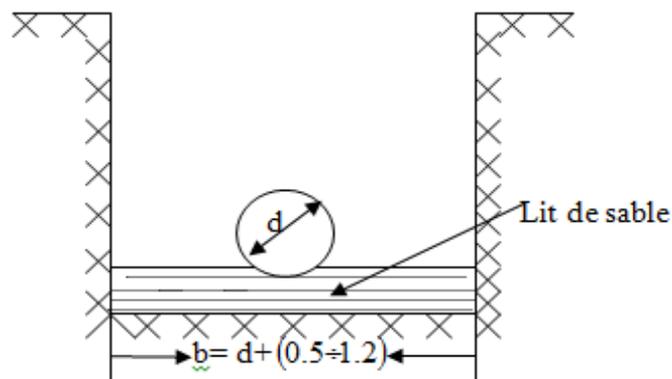


Figure VI.1: Schéma d'une tranchée.

##### VII.4.2- la profondeur ( $H_{tr}$ ) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.-1})$$

$H_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol. On prend :  $h=1$  m.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,10$ m.

$$D'ou\grave{e} : H_{tr} = 1,10 + D \text{ (m)} \quad (VII.-1)$$

#### VI.4.3- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (VII.-3)$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

#### VI.4.4 Calcul du volume du déblai

- Sd: la section du déblai (m<sup>2</sup>)

$$Sd=b*H_{tr}.$$

- Vd: le volume du déblai (m<sup>3</sup>)

$$Vd=Sd*L$$

**Tableau VI.1** : Calcul du volume du déblai du réseau.

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>H tr (m)</b>	<b>Sd (m2)</b>	<b>Vd (m3)</b>
<b>63</b>	4980	0,663	1.163	0,77	3839,92
<b>90</b>	3224	0,69	1.19	0,82	2647,23
<b>110</b>	2683	0.71	1.21	0,86	2304,97
<b>125</b>	2910	0.725	1.225	0,89	2584,44
<b>160</b>	1977	0.76	1.26	0,96	1893,18
<b>200</b>	2369	0.8	1.3	1,04	2463,76
<b>250</b>	474	0.85	1.35	1,15	543,92
<b>300</b>	3617	0.9	1.4	1,26	4557,42
				<b>Volume totale</b>	<b>20834.83</b>

**VI.4.5- Lit de sable :**

Le long de la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L \quad (\text{VII.-4})$$

$V_s$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ).

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15$  cm.

$L$  : longueur de la tranchée (m).

$b$  : Largeur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VII.-2

**Tableau VI.2 : Calcul du volume du lit de sable**

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>e(m)</b>	<b>V (<math>m^3</math>)</b>
<b>63</b>	4980	0,663	0,15	495,26
<b>90</b>	3224	0,69	0,15	333,68
<b>110</b>	2683	0.71	0,15	285,74
<b>125</b>	2910	0.725	0,15	316,46
<b>160</b>	1977	0.76	0,15	225,38
<b>200</b>	2369	0.8	0,15	284,28
<b>250</b>	474	0.85	0.15	60,44
<b>300</b>	3617	0.9	0.15	488,30
<b>Volume totale</b>				<b>2489.54</b>

**VI.4.6- Volume de la conduite :**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, l'étape de la pose des conduites, et à partir des sections se fait la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VII-5})$$

$S_c$  : section de la conduite ( $m^2$ ).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.-6})$$

$V_c$  : volume de la conduite ( $m^3$ ).

**Tableau VI.3** : Calcul du volume des conduites.

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>S<sub>c</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>)</b>
<b>63</b>	4980	0,0031	15,52
<b>90</b>	3224	0,0064	20,50
<b>110</b>	2683	0,0095	25,48
<b>125</b>	2910	0,0123	35,69
<b>160</b>	1977	0,0201	39,73
<b>200</b>	2369	0,0314	74,39
<b>250</b>	474	0,0491	23,26
<b>300</b>	3617	0,0707	255,54
<b>Volume totale</b>			<b>490.11</b>

**VI.4.7- Remblai compacté :**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c \quad (\text{VII.-7})$$

$V_r$  : volume du remblai.

$V_{exc.}$  : volume du déblai (volume excavé).

$V_c$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

A.N :  $V_r = 20834.83 - 2489.54 - 490.11 = 17855.18 \text{ m}^3$

**VI.5- Devis estimatif**

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet,

**Tableau VI.4 : Devis estimatif et quantitatif du projet.**

	<b>Désignation des travaux</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant (DA)</b>
<b>Terrassement</b>	Déblai	m <sup>3</sup>	20834.83	500	10417415,000
	lit de sable	m <sup>3</sup>	2489.54	1500	3734310,000
	remblaiement	m <sup>3</sup>	17855.18	400	7142072,000
<b>Fourniture transport et pose des conduites</b>	63	ml	4980	203,83	84589,45
	90	ml	3224	593.37	159418,74
	110	ml	2683	878.66	196453,732
	125	ml	2910	1103.46	267589,05
	160	ml	1977	1802.91	297029,423
	200	ml	2369	2875.61	567693,341
	250	ml	474	4473.17	176690,215
	300	ml	3617	7021.79	2116484,54
Somme					25159745,5
T.V.A 19%					4780351.6
Coût Total					29940097.1

**Remarque :** les prix unitaires sont fournis par CHIALI .(2015)

### **VI.6. Planification des travaux**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

### **VI.7. Planification par la méthode du réseau**

Les principales opérations pour la rénovation des collecteurs d'un projet d'assainissement premièrement il nous faudra creuser afin de retirer les conduites à rénover, les travaux s'effritent par l'ordre suivant.

**A.** Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation ;

**B.** Piquetage ;

**C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;

**D.** Retirer les conduites à rénover ;

**E.** Aménagement du lit de pose ;

**F.** La mise en place des canalisations en tranchée ;

**I.** Construction des regards et les vannes ;

**G.** Assemblage des tuyaux ;

**H.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;

**J.** Remblai des tranchées ;

**K.** Travaux de finition.

**Tableau VI.5** : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

OPERATION	TR	Précède	Succeed
<b>A</b>	30	B	-
<b>B</b>	4	C	A
<b>C</b>	80	D, E, F, G	B
<b>D</b>	10	H	C
<b>E</b>	20	H	C
<b>F</b>	30	H	C
<b>G</b>	20	H	C
<b>H</b>	15	I	D, E, F, G
<b>I</b>	34	J	H
<b>J</b>	26	K	I
<b>K</b>	15	-	J

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VIII.2 où :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DFP : date de finissement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finissement au plus tard ;

MT : marge total.

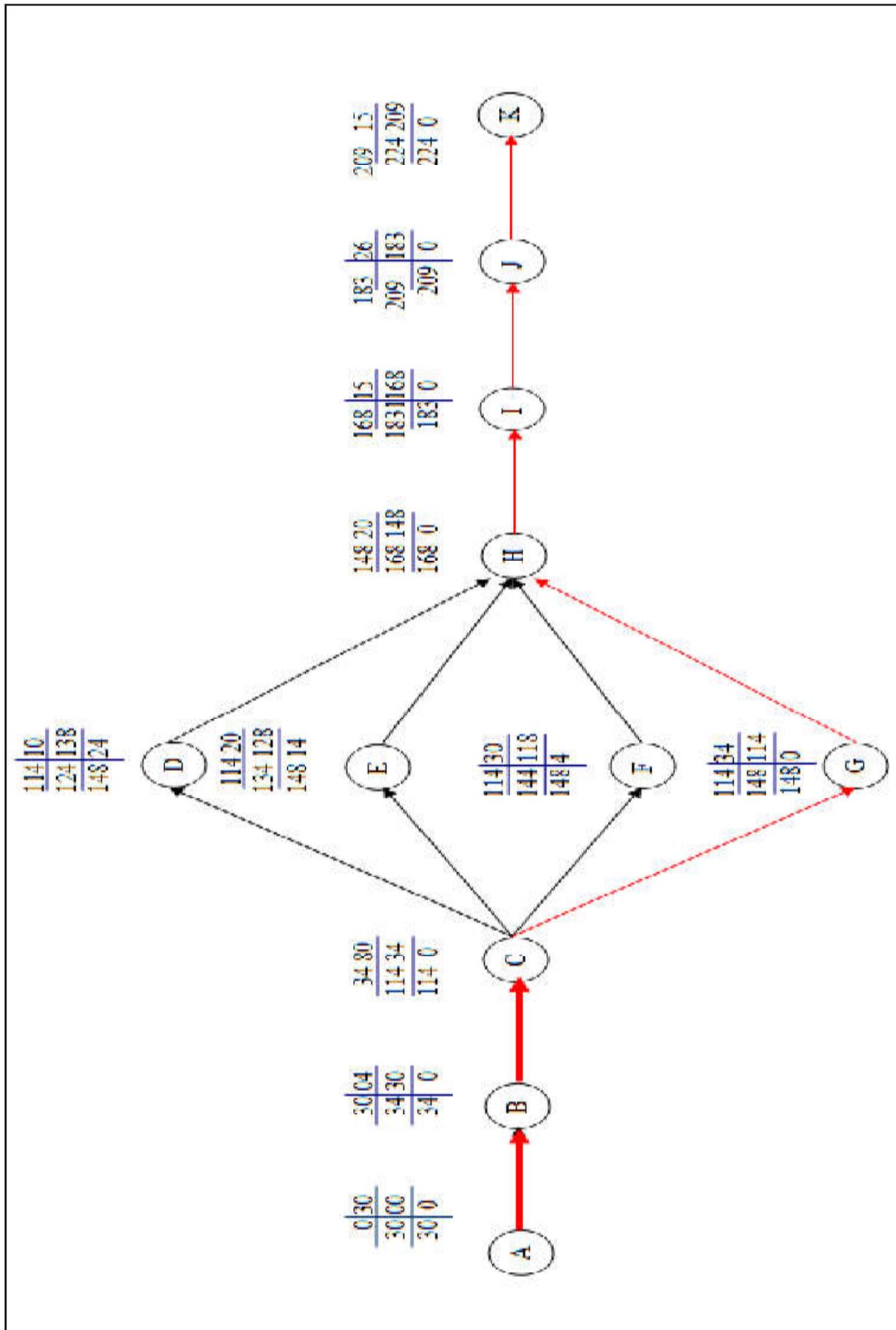


Figure VI.2 réseau a nœud

- Le chemin critique : A-B-C-G-H-I-J-K ,  $\sum TR = 224$  jours , donc la durée de réalisation de ce projet est estimée à 7 mois et 2 semaines .

### **VI.8.Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons estimé les volumes des travaux, pour établir une estimation du cout total du projet. Et nous avons établi une planification des travaux d'où la durée de réalisation de ce projet est estimée à 7 mois et 2 semaines.

**Chapitre VII :**  
**Protection et sécurité de travail**

## CHAPITRE VII

### Protection et sécurité au travail

#### VII. 1-Introduction

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc, la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

#### VII.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

##### **Facteurs humains :**

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;

- Importance durant les différentes phases de réalisation ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;

**Facteurs matériels :**

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques ;

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

**VII.3 Liste des conditions dangereuses :**

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception et dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables ;

**VII.4 Liste des actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement, Ex : Graisser un engin en marche. ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre, Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté, Ex : cadence de travail trop rapide;
- Plaisanter ou se quereller.

### VII.5 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

#### a. Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice... etc.).

#### Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

#### b. Protection collective :

- **Equipement de mise en œuvre du béton :**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

- **Engin de levage :**

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

- **Appareillage électrique :**

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

### **VII.6 conclusion**

A la fin Ce chapitre nous on a expliqué comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement ce qui va influencer le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine on donnant quelques recommandations pour préserver de danger .

## Conclusion général

Notre étude menée sur le réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain arnat (setif), nous a permis d'identifier les dysfonctionnements et de proposer des solutions techniques, en prenant en compte des besoins futurs à l'horizon 2045 et à la base d'un taux d'accroissement de la population de 2.36% .

- D'après l'analyse de la production-consommation, nous avons détecté un déficit remarquable d'où la nécessité de la mobilisation d'une autre ressource d'eau.
- Le diagnostic de physique nous a permis de constater :
  - 15% de tronçons de conduite en amiante ciment.
  - La majorité des conduites sont vétustes.
  - La structure des réservoirs existants sont en bon état.
- Le diagnostic hydraulique moyennant le logiciel EPANET, nous a révélé :
  - Une anomalie du point de vue vitesses qui variaient entre (0.02 à 2.35 m/s).
  - Les pressions variaient entre (17 à 54 mce).
- D'après nos constats nous avons proposé la rénovation du réseau de distribution existant de la ville d'Ain arnat.
- la capacité de stockage est suffisante pour satisfaire les besoins actuels et futurs de l'agglomération.

En utilisant EPANET, nous avons dimensionné le nouveau réseau de distribution :

- toutes les conduites sont en PEHD
- les diamètres varient entre 63 à 300 mm.
- Les pressions varient entre 22.29 à 46.8 mce
- Les vitesses varient entre 0.4 à 1.5 m/s.

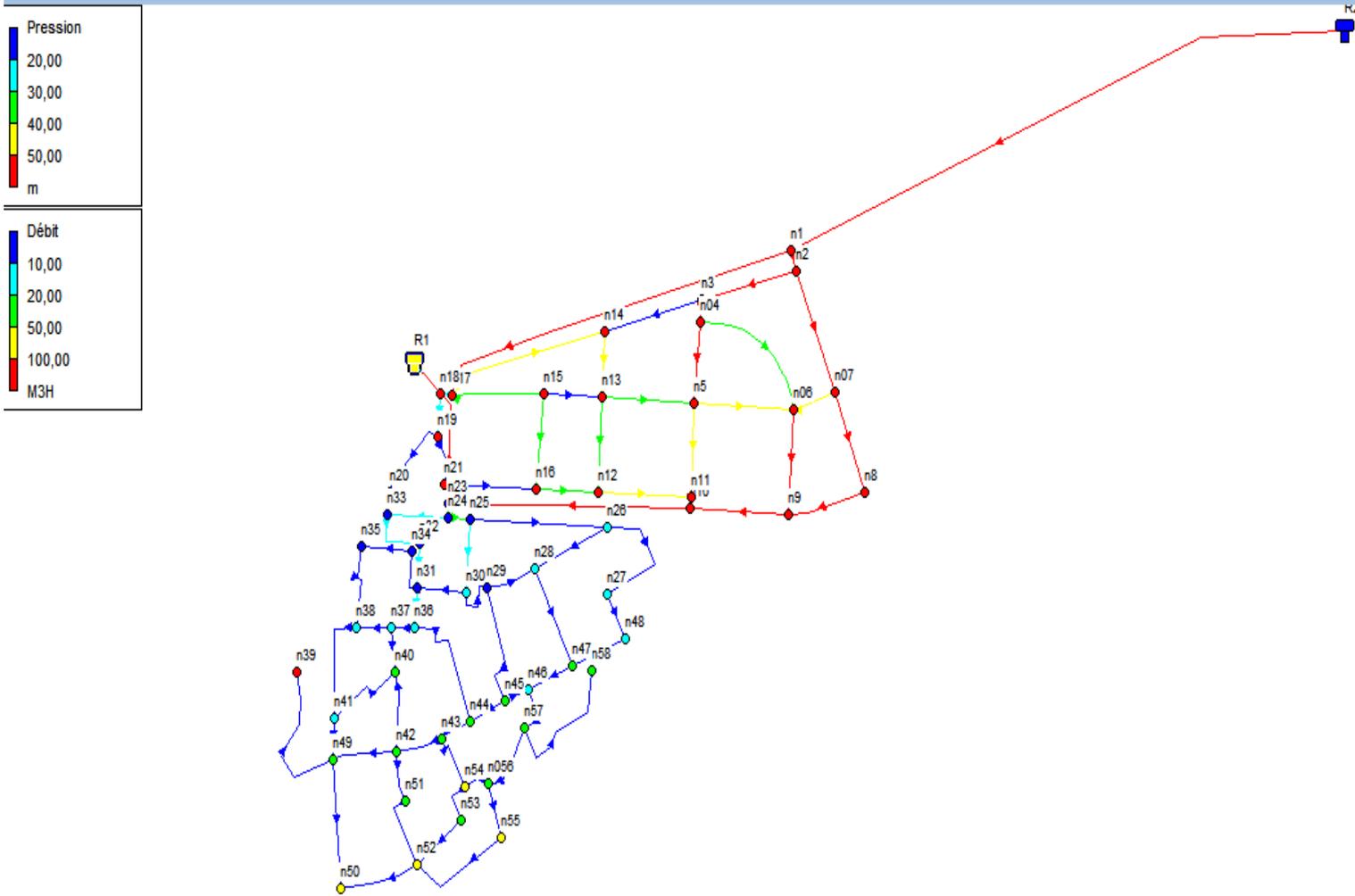
Enfin pour réaliser la rénovation du réseau de distribution d'eau potable de la population de la ville d'Ain Arnat, nous estimons un coût de 29436902,2 DA et une durée de réalisation de 7 mois et 2 semaines.

# Bibliographie

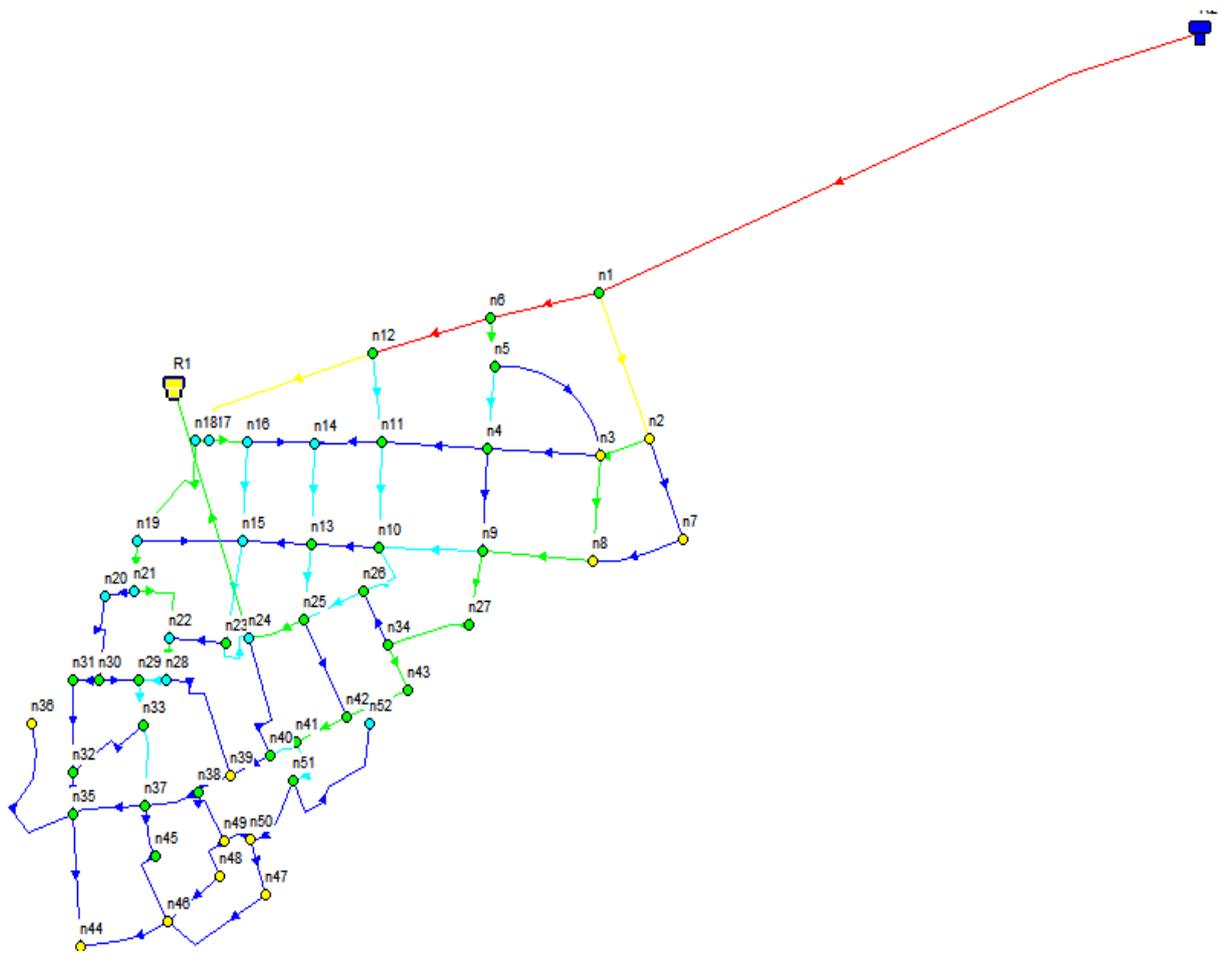
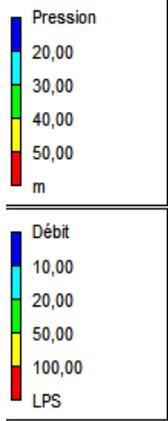
- [1] **SALAH Boualem** , polycopie Alimentation en eau potable , ENSH, Septembre 2014, pages : 21,23,35,53,54,83,58,87,89,90,102.
- [2] **A. DUPONT** Paris **1977**« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles.
- [3] **A.LENCASTRE** : « Hydraulique générale », Tome II Eyrolles, Paris1982.
- [4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles
- [5]**JEAN-LOUP Robert,Ph.D**, Hydraulique urbaine.2004,pages : 45,78,186,187
- [ 6]**CHATELAIN E**,Le Comité de Rédaction du STR PE, Guide-conseil-de-pose. 2004, pages 89,94 ,108.

# ANNEXES

## ANNEXE n°01 Résultats de simulation du réseau existant



## ANNEXE n°02 Résultats de simulation du réseau projeté (cas de pointe)



### ANNEXE n°03

**Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants**

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source polycopie B.SALAH