

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable du chef lieu de la commune de  
Hattatba (w. Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-15

APA Citation (توثيق APA):

Benali, Sara (2015). Alimentation en eau potable du chef lieu de la commune de  
Hattatba (w. Tipaza)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، 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**

Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique  
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 :**

Alimentation en eau potable du chef lieu de  
la commune de ATTATBA W.de Tipaza

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> BENALI Sara

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M <sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA.....	Professeur	Président
M <sup>r</sup> M.DJELLAB.....	M.C.A	Examineur
M <sup>r</sup> A.HACHIMI.....	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> S.BERBACHE.....	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> T.KHETTAL.....	M.C.A	Promoteur

Septembre 2015

*DEDICACE :*

*Je dédie ce modeste travail à toute ma famille et à tous ceux qui me sont chers...*

## *REMERCIEMENT*

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et m'a armé de courage pour achever ce travail.*

*Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à :*

- ❖ Mon promoteur M<sup>r</sup> : KHETTAL.T pour ses conseils qui m'ont tout aidé à la réalisation de mon projet.*
- ❖ Tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*
- ❖ Aux membres de jury, dont j'espère qu'ils trouveront en ce travail une réussite.*

ملخص :

إن شبكة المياه الحالية لبلدية حطاطبة المتمركزة بولاية تيبازة تعاني من نقص هائل في منسوب المياه الناتج عن الاستغلال غير العقلاني للمياه الجوفية، زيادة على المشاكل التي تعاني منها الشبكة. بغرض حل هذه المشاكل قمنا من خلال هذه الدراسة بإعادة تأهيل الشبكة و تزويدها بالماء الشروب عن طريق قناة تحويل المياه المنطلقة من خزان مواز بنفس الولاية.

Résumé :

Le système d'alimentation en eau potable de la commune de Attatba qui se situe au niveau de la Wilaya de Tipaza souffre actuellement d'un déficit d'eau, cela est dû à la surexploitation de la nappe de la Mitidja d'une part, et du dysfonctionnement du réseau d'autre part.

Dans le but de soulever ces problèmes, ce projet vise à faire une rénovation du réseau ainsi qu'un renforcement du débit à partir du réservoir Mouaz.

Abstract :

The drinking water supply network of Attatba suffers from deficit because of the over exploitation of the underground water of the Mitidja; more than that there is the dysfunction of the system.

In order to solve these problems this project aims to do a rehabilitation of the network besides the reinforcement from the Mouaz tank.

# Sommaire

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

## Chapitre 1: Présentation de la zone d'étude.

1.1- Introduction	2
1.2- Situation de zone d'étude	2
1.2.1- situation géographique	2
1.2.2- la situation topographique	2
1.2.3- la situation climatologique	2
1.2.3.1- La Température	3
1.2.3.2- l'humidité	3
1.2.3.3- La pluviométrie	3
1.2.3.4- Les vents	4
1.2.4 - Situation sismique	4
1.2.5- situation hydrologique	5
1.2.6- situation hydrogéologique	5
1.2.7- situation géologique	5
1.3- présentation hydraulique de la zone d'étude	6
1.3.1- Réseau de distribution existant	6
1.3.2- Les ressources	6
1.3.3- Ouvrages de stockages existants	7
1.4- Conclusion	8

## Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau.

2.1-Introduction	9
2.2- Population actuelle	9
2.3- Estimation de la population future	9
2.4- Estimation des besoins en eau	10
2.4.1- Différentes catégories de consommateurs	10
2.4.2- Consommation moyenne journalière	10
2.4.3- Besoins en eau domestiques	11
2.4.4- Besoins en eau des équipements	11
2.4.4.1- Besoins administratifs	11
2.4.4.2- Besoins en eau socio-culturels	12
2.4.4.3- Equipements éducatifs	12
2.4.4.4- Equipements sanitaires	12
2.4.4.5- Activités et commerce	12
2.5- Récapitulatif des besoins en eau	13
2.6- Etude de la variation de la consommation	13
2.6.1- Variation journalière de la consommation	13
2.6.1.1- Consommation maximale journalière	14
2.6.1.2- Consommation minimale journalière	14

2.6.2- Variation horaire de la consommation	14
2.6.2.1- Consommation moyenne horaire	15
2.6.2.2- Consommation maximale horaire	15
2.6.2.3 - Consommation minimale horaire	15
2.6.3- Evaluation de la variation horaire de consommation en fonction du nombre d'habitants	16
2.6.3.1-les graphiques de consommation	18
2.7- Conclusion	19

### **Chapitre 3 : Diagnostic du réseau actuel.**

3.1- Introduction	19
3.2- Classification des réseaux d'alimentation en eau potable	19
3.2.1- Classification selon la disposition des réseaux	19
3.2.2- Classification selon la disposition des tronçons	19
3.2.2.1- Le réseau ramifié	19
3.2.2.2- Le réseau maillé	20
3.3- Calcul des besoins actuels	20
3.3.1- Besoins en eau domestique	21
3.3.2- Besoins en eau totaux	21
3.3.3- Etude de la variation de consommation	22
3.3.3.1- Variation journalière du débit	22
3.3.3.2- Variation horaire du débit	22
3.4- Matériaux utilisés	23
3.5.1- Détermination des débits du réseau	24
3.5.1.1- Débit spécifique	24
3.5.1.2- Débit en route	25
3.5.1.3- Débit aux nœuds	25
3.5.2- calcul des paramètres hydrauliques du réseau	30
3.6- Conclusion	33

### **Chapitre 4: Adduction**

4.1- Introduction	34
4.2- Types d'adduction	34
4.2.1- Adduction gravitaire	34
4.2.2- Adduction par refoulement	34
4.2.3- Adduction mixte	35
4.2- Principe du choix du tracé	35
4.3- Choix des matériaux de canalisation	36
4.3.1- Acier :	36
4.3.2- Fonte ductile :	36
4.3.3- PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :	36
4.4- Dimensionnement de l'adduction :	37

4.4.1- Détermination du débit :	37
4.4.2- Calcul du diamètre avantageux de la conduite :	38
4.4.2.1- calcul de la perte de charge :	38
4.4.2.2- Calcul du diamètre de la conduite :	38
4.4.2.3- La vitesse d'écoulement :	40
4.5- Conclusion :	41

### **Chapitre 5: rénovation du réseau.**

5.1- Introduction	42
5.2- Le réseau d'alimentation en eau potable	42
5.2.1- Avantages du réseau maillé	42
5.2.2- Principe du tracé du réseau maillé	42
5.2.3- choix du matériau	42
5.2.4- le tracé du réseau	42
5.3- Etude hydraulique du réseau	42
5.3.1- Détermination des débits du réseau	42
5.3.1.1- Débit spécifique	43
5.3.1.2- Débit en route	44
5.3.1.3- Débit aux nœuds	44
5.3.2- Calcul des paramètres hydrauliques	46
5.4- Conclusion	49

### **Chapitre 6: Réservoirs**

6.1- Introduction	50
6.2- Rôle des réservoirs	50
6.3- Emplacement des réservoirs	50
6.4- Types de réservoirs	51
6.5- Calcul de la capacité du réservoir	51
6.5.1- La méthode graphique	51
6.5.2- Méthode analytique	52
6.6- Calcul de la suffisance des réservoirs avec le nouveau tracé	52
6.6.1 : estimation du débit nécessaire pour chaque étage	52
6.6.2- Capacité nécessaire pour chaque zone	53
6.6.2.1- calcul de la suffisance du RV 400m3	53
6.6.2.2- calcul de la suffisance du RV 1000m3	54
6.6.2.3- Calcul de la capacité du réservoir projeté qui doit alimenter la zone	
(1)	55
6.7- Les équipements du réservoir	56
6.7.1- Les équipements hydrauliques	56
6.7.2- Les équipements de sécurité	57
6.8- Diagnostic génie-civil des réservoirs existants :	59
5.9- Conclusion :	62



## Chapitre 7 : pose canalisation et accessoires

7.1- Introduction	63
7.2- Pose de canalisation	63
7.2.1- Principe de pose des canalisations	63
7.2.2- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	63
7.2.3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain	64
7.3- Accessoires du réseau	64
7.3.1- Rôle des accessoires	64
7.3.2- Vannes de sectionnement	64
7.3.3- Ventouses	65
7.3.4- Vidange	65
7.3.5- Clapet anti retour	65
7.3.6- Organes de raccordement	65
7.3.7- Organes de mesure	66
7.3.7.1- Mesure de débit	66
7.3.7.2- Mesure de pression	67
7.4- Conclusion	64

## Chapitre 8 : Organisation de chantier.

8.1- Introduction	68
8.2- Organisation de chantier	68
8.2.1- Excavation des tranchées	68
8.2.1.1- Enlèvement de la couche végétale	68
8.2.1.2- Le déblai	68
8.2.1.3- La profondeur de la tranchée	68
8.2.1.4- Détermination de la capacité du godet	70
8.2.1.4- Le volume des remblais	71
8.2.1.5- Le compactage	73
8.2.1.6- La durée d'excavation	73
8.2.2- Tarifs des travaux	74
Conclusion générale	75

## Liste des tableaux

### Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude.

- Tableau N°1-01 : humidité relative moyenne mensuelle et moyenne annuelle
- Tableau N°1-02 : Précipitations moyennes mensuelles (1974-2005)
- Tableau N°1-03 : Précipitations moyennes annuelles (1974-2005)
- Tableau N°1-04: caractéristiques du forage A5
- Tableau N°1-05 : caractéristiques du forage A6
- Tableau N°1-06 : type et capacité des différents réservoirs.
- Tableau N°1-07: Production d'eau à partir des ressources actuelles

### Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau.

- Tableau N°2-01 : Evolution de la population
- Tableau N°2-02 : Evolution de la dotation
- Tableau N°2-03 : Besoins domestiques
- Tableau N°2-04 : Besoins administratifs
- Tableau N°2-05 : Besoins en eau socio-culturels
- Tableau N°2-06 : Besoins éducatifs
- Tableau N°2-07 : Besoins sanitaires.
- Tableau N°2-08 : Besoins des activités et commerce.
- Tableau N°2-09 : Récapitulatif des besoins
- Tableau N°2-10 : Variation journalière de la consommation.
- Tableau N°2-11 : Variation du coefficient  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitant.
- Tableau N°2-12 : Variation du coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitant
- Tableau N°2-13 : Variation horaire de la consommation
- Tableau N°2-14 : Variation horaire de la consommation suivant la méthode des coefficients

### Chapitre 3 : Diagnostic du réseau actuel

- Tableau N°3-01 : récapitulatif des besoins actuels
- Tableau N°3-02 : variation journalière de la consommation.
- Tableau N°3-03 : Coefficients d'irrégularité horaire maximale et minimale.
- Tableau N°3-04 : Variation horaire de la consommation.
- Tableau N°3-05 : Type et longueur des conduites actuelles.
- Tableau N°3-06 : calcul des débits aux nœuds
- Tableau N°3-07 : Etat des nœuds
- Tableau N°3-08 : Etat des conduites

### Chapitre 4 : Adduction

- Tableau N°4-01 : caractéristiques des matériaux

## **Chapitre 5 : Rénovation du réseau d'eau potable**

Tableau N°5-01 : calcul des débits aux nœuds

Tableau N°5-02 : Etat des nœuds

Tableau N°5-03 : Etat des conduites

## **Chapitre 6 : Réservoirs**

Tableau N°6-01 : débit maximum journalier de chaque zone.

Tableau N°6-02 : Variation des débits horaires pour le réservoir 400m<sup>3</sup>

Tableau N°6-03 : Variation des débits horaires pour le réservoir 1000m<sup>3</sup>

Tableau N°6-04 : Variation des débits horaires du réservoir projeté

Tableau N°6-05 : Diagnostic génie-civil du réservoir 1000 m<sup>3</sup>

Tableau N°6-06 : Diagnostic génie-civil du réservoir 400m<sup>3</sup>

## **Chapitre 8 : organisation de chantier**

Tableau N°8-01 : volume des déblais

Tableau N°8-02: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Tableau N°8-03: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Tableau N°8-04: Montant du projet

## **Liste des figures :**

**Chapitre 1 :** présentation de la zone d'étude.

Figure N°1-01 : Carte des précipitations de la commune de Attatba « Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie 1971 à l'échelle 1/500 000 »

**Chapitre 2 :** estimation des besoins en eau.

Figure N°2-01 : Répartition de la population.

Figure N°2-01 : histogramme de la consommation journalière.

Figure N°2-02 : la courbe intégrale de consommation.

**Chapitre 3 :** diagnostic du réseau actuel.

Figure N°3-01: réseau ramifié

Figure N°3-02: réseau maillé

Figure N°3-03: réseau actuel

**Chapitre 4 :** Adduction.

Figure N°4-01 : Adduction gravitaire

Figure N°4-02 : Adduction par refoulement

Figure N°4-03 : Adduction mixte

Figure N°4-04 : Tracé de l'adduction

**Chapitre 5:** Rénovation du réseau d'alimentation

Figure N°5-01 : Réseau d'alimentation en eau potable

**Chapitre 6 :** Réservoirs.

Figure N°6-01: équipements de sécurité

## **Listes des planches**

Planche N°01 : tracé en plan du réseau d'alimentation en eau potable.

Planche N°02 : Profil en long du réseau.

Planche N°03 : Réservoirs.

Planche N°04 : Adduction.

Planche N°05 : Accessoires.

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'eau constitue une denrée essentielle dans la vie de tout individu. Donc, sa maîtrise et sa disponibilité en quantité suffisante et en qualité doivent être une des premières préoccupations d'une quelconque agglomération.

L'augmentation des besoins en eau à long terme et vu l'accroissement de la population du chef lieu de la commune de Attatba actuellement alimenté par deux forages ne débitant pas une quantité suffisante engendre un déficit de la ressource en eau. C'est dans ce contexte là que s'inscrit l'objectif de notre étude pour trouver une ressource sûre et suffisante pour combler les besoins de la ville. Il s'agira donc dans cette étude de rénover et de dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable du chef lieu de la ville et en second lieu le travail sera l'ajout d'une conduite d'adduction à partir du réservoir Mouaz.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2035, nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude.

La réalisation de ce projet permettra de résoudre le problème d'alimentation en eau potable de la ville et son développement futur jusqu'au l'horizon d'étude 2035.

### 1.1- Introduction:

Le chef lieu de la commune de ATTATBA reconnaît actuellement des difficultés dans le domaine de l'alimentation en eau potable. Cela est principalement dû à l'épuisement de la nappe phréatique de la Mitidja ainsi que l'état vétuste du réseau actuel. Afin de pouvoir projeter un nouveau réseau, il est nécessaire de connaître en premier lieu les caractéristiques spécifiques à la région. Ce chapitre va donc nous permettre d'atteindre l'objectif de notre étude.

### 1.2- Situation de zone d'étude:

#### *1.2.1- situation géographique :*

Le chef lieu de la commune de ATTATBA est implanté sur la plaine de la Mitidja, il est situé au centre de la commune à 5 km de l'agglomération de Chaiba et à 12 km de celle de Koléa. Sa superficie totale est d'environ **121,25 ha**.

L'agglomération est composée d'un ancien tissu évolutif. Le noyau initial abrite des constructions datant de l'époque colonial, il est sectionné en deux partie, par la voie dénommée « la rue de l'indépendance ».

#### *1.2.2- la situation topographique :*

Le territoire formant la commune d'Attatba s'étend en partie sur le versant sud du Sahel de Koléa et en une autre partie dans la plaine de la Mitidja.

Les différences de relief sont surtout sensibles lorsqu'on va du nord au sud : cela s'explique par le fait que la commune s'allonge d'Est en Ouest, au flanc du Sahel, sur une douzaine de kilomètres, le Sahel forme un bourrelet régulier, en pente assez raide vers la côte, surmonté d'un plateau légèrement déprimé à son sommet, qui descend par étages vers la Mitidja. Ce versant sud est creusé de multiples ravins verdoyants parcourus par des oueds irréguliers malgré les sources qui leur donnent naissance.

#### *1.2.3- la situation climatique :*

Les paramètres climatiques de la région, ont été évalués grâce aux données qui figurent dans le document qui décrit le climat de l'Algérie par « P.SELTZER » et ceux recueillies par le centre climatologique de Dar El Beida (ONM).

La définition des paramètres climatiques d'une région donnée nous permet d'évaluer leurs relations avec l'urbanisme et mettre l'accent sur les catastrophes conséquentes. Pour cela, des précautions doivent être de mise, de façon à prévoir ce genre de cataclysmes et à minimiser les sinistres éventuels.

La commune de ATTATBA est soumise à un climat humide et tempéré, car elle subit l'influence du littoral malgré l'écart du Sahel.

### 1.2.3.1- La Température :

Les valeurs de la température moyenne mensuelle observées dans la région, oscillent autour de 10°C en hiver ; mais en été elles avoisinent les 30°C en moyenne, car l'influence marine diminue les vents du sud prédominants. On peut distinguer deux saisons principales:

- Une saison pluvieuse et froide, qui s'étale du mois de Novembre au mois d'Avril, elle affecte principalement les mois de janvier et février avec un minima qui est proche de 8°C.
- Une saison très sèche et chaude, s'étalant du mois de Mai au mois d'Octobre, avec un maxima au mois d'Août de 33°C.

### 1.2.3.2- l'humidité :

Les données disponibles concernant l'humidité relative moyenne de chaque mois ainsi que la valeur moyenne annuelle, enregistrées par la station la plus proche sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau N°1-01 : humidité relative et moyenne annuelle**

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sép	Oct	Nov	Déc	Moy (an)
H (%)	74	76	75	74	78	78	79	81	80	78	76	74	77

Source : ANRH

L'humidité relative indique que l'état de l'atmosphère est plus ou moins proche de la condensation ; et c'est à cette valeur que correspond la sensation d'humidité ou de sécheresse de l'air.

### 1.2.3.3- La pluviométrie :

La pluviométrie moyenne de la commune est enregistrée par la station 021022 dite de Attatba de coordonnées suivants : x(m)=495,45 y(m)=363,15 et z(m)=60

Les tableaux N°02 et N°03 indiquent les précipitations moyennes mensuelles et moyennes annuelles pour une période d'étude comprise entre 1974 et 2005, en millimètre fourni par l'ANRH :

**Tableau N°1-02 : Précipitations moyennes mensuelles (1974-2005)**

Mois	sept	oct.	nov.	dec	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	Aout
P (mm)	27.09	56.04	82.36	89.41	83.82	79.81	61.97	52.07	38.51	7.61	2.67	4.42

Source : ANRH

**Tableau N°1-03 : Précipitations moyennes annuelles (1974-2005)**

Année	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983
P(mm)	586.8	897.2	547.8	518.7	619.3	790.9	614	395.4	574.5	601.9

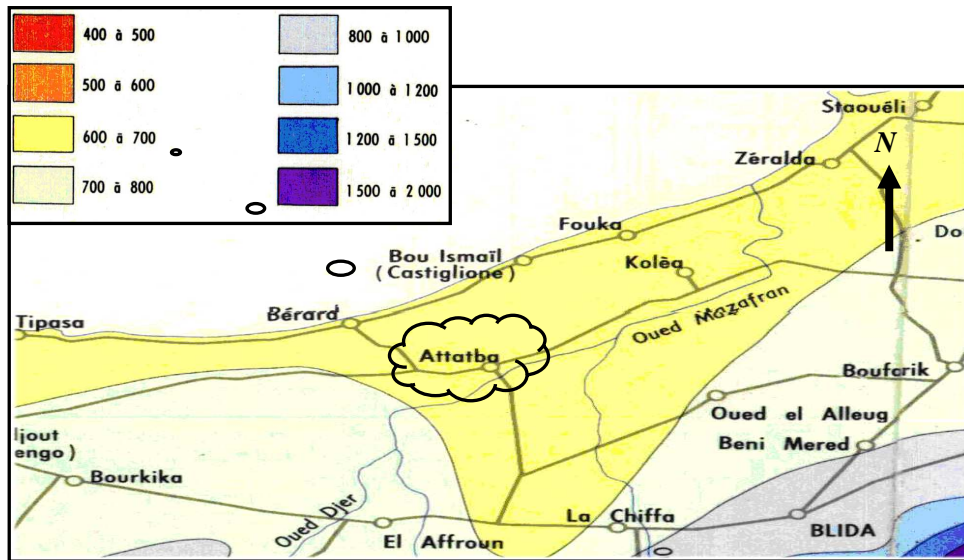


Suite Tableau N°03 :

Année	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005
P(mm)	720.5	435.8	663.2	524.4	439.3	445.9	396.9	690.1	619.5	543.7	589.5

Année	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994
P(mm)	873.8	463.1	679.2	350.3	482.5	307.4	492	620.4	475.4	378	621.9

Source : ANRH



**Figure N°1-01 :** Carte des précipitations de la commune de Attatba « Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie 1971 à l'échelle 1/500 000 »

#### 1.2.3.4- Les vents :

Le vent est un paramètre climatique essentiel à cause de son influence sur les autres paramètres. Un vent faible à modéré, frais et humide d'Est souffle de Mai en Octobre, tandis que le vent d'Ouest souffle de Novembre en Mai et apportent les pluies.

La fréquence et l'intensité du sirocco sont des données particulières du climat en raison des dégâts que cause ce vent chaud et sec. Le sirocco se manifeste plus de 15 jours/an en moyenne pendant la période estivale juillet et Août.

#### 1.2.4 - Situation sismique :

Un Zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Cinq zones de sismicité croissante ont été établies au niveau national, soit :

Zone 0 : Sismicité négligeable

Zone I : Sismicité faible

Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée

Cette nouvelle classification, situe la zone d'étude de la commune d'Attatba dans la Zone sismique III qui est de sismicité élevée.

#### 1.2.5- situation hydrologique :

La commune de ATTATBA est traversée par trois principaux oueds de direction générale Ouest-Est, ce sont :

- **Oued Djer** et **Oued Bouroumi** : qui confluent pour former plus loin l'oued Mazafran.
- **Oued Bouchouaou** : plus pauvre en eau, qui sert de limite naturelle et méridionale à la commune ; il se jette dans l'oued Chiffa aux confins orientaux de la commune.

Ces oueds présentent un caractère sec ou presque en été, mais ils peuvent devenir très violents pendant la période des pluies. Tous les hivers, ils grossissent si brusquement qu'ils sortent de leur lit inondant la plaine.

#### 1.2.6- situation hydrogéologique :

La nappe souterraine est d'âge pliocène supérieur (Astien), elle est contenue dans les calcaires gréseux, ou construits, Marnes jaunes, et Sables. Elle est caractérisée par une perméabilité variable ; c'est-à-dire libre (Région de Birkhadem) devenant captive sous la Mitidja. Les puits de la région atteignent une profondeur moyenne de 25 m dans la plaine. L'eau est obtenue par des sondages qui descendent jusqu'à 70 m.

#### 1.2.7- situation géologique :

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation de tout projet d'AEP, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

Les sols de la ville de ATTATBA sont peu profonds avec une texture variable selon la topographie de sableuse argileuse à sableuse limoneuse et parfois limoneuse argileuse

La géologie de Attatba est surtout caractérisée par des dépôts pliocène et quaternaire seule le Miocène est l'assise dont on bénéficie de certains affleurements. Les affleurements sont observés du plus récent au plus ancien.

Du sommet à la base, on distingue :

- Une formation quaternaire d'une épaisseur de 10 à 30m composée d'alluvions et de sable argileux.
- Une formation pléistocène composée de galets et les graviers constituant la réserve aquifère principale

- L'Astien : formation d'argiles sableuses, avec l'intercalation de quelques lits de graviers.
- Le plais ancien formé de marne et argiles du pliocène inférieur (plaisancien) ; c'est des argiles ou des marnes compactes gris bleu ou gris foncé. [1]

1.3- présentation hydraulique de la zone d'étude :

Cette partie va nous permettre de donner un aperçu sur la situation actuelle du réseau de distribution du chef lieu de la commune de ATTATBA.

*1.3.1- Réseau de distribution existant :*

L'alimentation de la commune de ATTATBA se fait principalement par les forages implantés sur la nappe de la Mitidja, le chef-lieu compte deux forages. Ces derniers alimentent deux réservoirs qui par la suite assurent l'alimentation de la ville.

Le réseau de distribution existant pour le chef lieu d'Attatba est séparé en deux réseaux ramifiés, la partie supérieure de la ville est alimentée uniquement par un réseau ramifié tandis que la partie inférieure est caractérisée par un réseau ramifié avec quelques mailles, ce réseau regroupe actuellement différents types de matériaux on trouve : l'Acier, l'Acier Galvanisé, Fonte ainsi que le PEHD (pour quelques ramifications récentes) avec des diamètres qui varient de 40 à 200mm, certaines conduites datent de l'époque coloniale.

*1.3.2- Les ressources :*

Pour l'alimentation du chef lieu de la commune de ATTATBA il existe deux forages actuellement utilisés et un forage abandonné:

- les deux forages du chef lieu A5 et A6 débitant  $1656\text{m}^3/\text{j}$
- le forage A7 est abandonné

Les deux tableaux N°04 et N°05 représentent les caractéristiques des deux forages fonctionnels actuellement.

**Tableau N°1-04:** caractéristiques du forage A5

Nom du forage	A5
Destination	Vers le RV 1000m <sup>3</sup> de Chef lieu
Coordonnées Lambert	X= 471,131 km Y=4047,204 km Z= 40 m
Date de réalisation	1990
Date de 1ere mise en service	1992
Profondeur totale du forage	116m

Suite **Tableau N°1-04 :**

Débit d'essai de pompage	25l/s
Débit d'exploitation	8l/s
Etat actuel	mauvais état
Niveau statique	18m

Source : PDAU de Attatba

**Tableau N°1-05 :** caractéristiques du forage A6

Nom du forage	A6
Destination	Vers le RV 1000m <sup>3</sup> de Chef lieu
Coordonnées Lambert	X= 474,443 km Y=4046,865 km Z= 38 m
Date de réalisation	2003
Date de 1ere mise en service	2005
Profondeur totale du forage	140m
Débit d'essai de pompage	25l/s
Débit d'exploitation	15l/s
Etat actuel	Bon
Niveau statique	36,2m

Source : PDAU de Attatba

*1.3.3- Ouvrages de stockages existants :*

La commune d'Attatba ne contient pas une station de pompage qui alimente les localités directement mais elle contient des forages alimentant les réservoirs de distribution, le passage de l'eau des forages jusqu'aux habitants se fait comme suit :

- les forages A5 et A6 du chef lieu alimentent le réservoir RV 1000m<sup>3</sup> par des conduites qui se terminent par une conduite en Fonte  $\phi$  250.
- Le réservoir de 1000m<sup>3</sup> de chef lieu alimente d'une part les nouveaux bâtis et les extrêmes du chef lieu et d'autre part alimente le réservoir de 400m<sup>3</sup> du chef lieu par une conduite en Acier  $\phi$  200 de 200m de linaire.
- Le réservoir de 400m<sup>3</sup> alimente les anciens bâtis du chef lieu.

Le volume ainsi que le type d'ouvrage de stockage est représenté dans le tableau N°06.

**Tableau N°1-06 : type et capacité des différents réservoirs.**

Réservoir	Capacité (m3)	Type
Réservoir Chef lieu	1000	Semi enterré
Réservoir Chef lieu	400	Semi enterré

Source : PDAU de Attatba

Pour avoir un aperçu sur l'évolution de la consommation des habitants du chef lieu on a mesuré le volume produit en m<sup>3</sup> le tableau N°07 qui montrent les résultats suivants :

**Tableau N°1-07: Production d'eau à partir des ressources actuelles**

localisation des forages	Localités desservies	volume d'eau en 2006 (M <sup>3</sup> )	volume d'eau en 2008 (M <sup>3</sup> )
Le chef lieu	Le chef lieu	725328	804168

Source : PDAU de Attatba

#### 1.4- Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de regrouper les informations nécessaires à l'élaboration de ce projet et d'énumérer les différents obstacles qui se manifestent. On a pu constater la mauvaise répartition des conduites d'alimentation. Le réseau ramifié a été clairement privilégié par rapport au réseau maille qui présente beaucoup d'avantages. De plus ce réseau date de l'époque colonial, ce qui induit l'augmentation des fuites vu son état. Dans ce qui suit on va proposer une amélioration du tracé ainsi qu'un choix adéquat du matériau des canalisations afin de satisfaire les besoins des habitants.

### 2.1-Introduction :

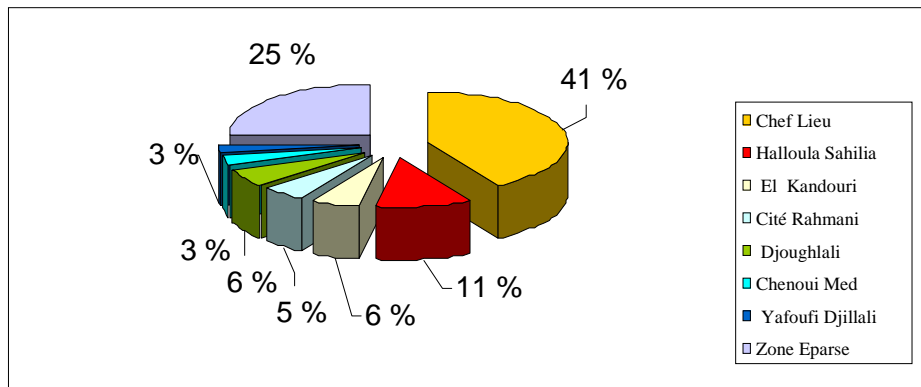
Ce présent chapitre à pour objectif d'analyser les données Socio-économiques actuelles et leurs projections de développement compte tenu de l'évolution démographique et économique.

Les informations proviennent essentiellement du PDAU (le plan directeur d'aménagement urbain) ainsi qu'aux données recueillies au niveau de l'APC de ATTATBA.

### 2.2- Population actuelle:

La population de la commune de Attatba est concentrée au niveau du chef lieu qui rassemble 41% du nombre d'habitants totale de la commune.

Selon le recensement de 2008 le nombre d'habitants du chef lieu est de 11254 hab.



**Figure N°2-01 : Répartition de la population**

### 2.3- Estimation de la population future :

Avant chaque projet de réhabilitation il nécessaire d'avoir un aperçu sur l'état futur de la commune du point équipements et population et la commune de Attatba reconnaît une évolution du nombre d'habitants vu les projets de logements réalisés et ceux en cours de réalisation, la connaissance du nombre futur d'habitats nous permettra d'évaluer les besoins en eau domestique dans l'horizon d'étude. Afin d'estimer cette évolution on va utiliser la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

Avec :

- $P_n$  : Population à l'horizon 2025.
- $P_0$  : population actuelle
- $\tau$  : Taux d'accroissement de la population en %
- $n$  : nombre d'années à l'horizon considéré.

D'après le plan directeur d'aménagement urbain de la commune de Attatba le taux d'accroissement est estimé à 2,3% on précise que dans cette étude ce taux est considéré constant lors de l'estimation de la population future.

**Tableau N°2-01** : Evolution de la population

Horizon	2008	2015	2020	2030	2035
Nombre d'habitants	11254	13196	14785	18560	20795

Source : PDAU de Attatba

#### 2.4- Estimation des besoins en eau :

Une correcte estimation des besoins en eau nous exige à évaluer la consommation des différentes catégories des consommateurs existants actuellement ainsi que les consommateurs futurs, pour le faire il faut en premier énumérer ces équipements (actuels et futurs) et disposer de la dotation de chaque groupe de consommateurs cette donnée varie selon l'évolution et le niveau de vie de l'agglomération.

##### *2.4.1- Différentes catégories de consommateurs :*

La commune d'Attatba dispose d'un ensemble d'équipements nécessaires à son fonctionnement et à la prise en charge des besoins quotidiens de la population, La majorité de ces équipements sont situés au chef lieu, on cite les catégories suivantes:

- Consommation domestique.
- Consommation des équipements administratifs.
- Consommation des équipements socio-culturels.
- Consommation des équipements éducatifs.
- Consommation des équipements sanitaires.
- Consommation relatifs aux activités et commerce.

##### *2.4.2- Consommation moyenne journalière :*

Avant la réalisation de tout projet on doit obligatoirement estimer les besoins de chaque catégorie de consommateurs dans le but d'obtenir un débit moyen journalier de consommation, ce débit est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/s) \quad (2.1)$$

Avec :

- dot : la dotation moyenne journalière, en (l/j/hab)
- N : le nombre des usagers.

### 2.4.3- Besoins en eau domestiques :

Les besoins en eau domestiques présentent une majeure partie de la consommation totale d'une agglomération, ces besoins varient en fonction du nombre d'habitants ainsi que le niveau de vie.

La dotation étant la consommation journalière d'un individu elle est estimée grâce au tableau N°2-02 qui présente l'évolution de la dotation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau N°2-02 : Evolution de la dotation**

population	Dotation (l/j)
p<2000	125
2000-20.000	150-200
20.000-100.000	200-300
p>100.000	300-400

Source: Cours d'hydraulique urbaine

Sachant que la population pour l'horizon 2035 dépasse les 20.000 habitants on opte pour une dotation de 200l/s afin estimer les besoins futurs.

Le résultat du débit moyen journalier de consommation est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau N°2-03 : Besoins domestiques**

Horizon	population	dotation (l/hab/jr)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2035	20795	200	4159

### 2.4.4- Besoins en eau des équipements :

Dans ce qui suit on va estimer le débit moyen journalier pour le reste des différentes catégories de consommateurs.

#### 2.4.4.1- Besoins administratifs:

Les différents établissements administratifs situés au niveau du chef lieu de la commune de Attatba ainsi que leurs besoins sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau N°2-04 : Besoins administratifs**

Equipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
APC	employé	30	20	0,6
PTT	employé	25	20	0,5
caserne	agent	45	50	2,25
sureté urbaine	agent	30	35	1,05
Total				<b>4,4</b>



**2.4.4.2- Besoins en eau socio-culturels :**

Les besoins des équipements socio-culturels sont regroupés dans le tableau N°2-05 :

**Tableau N°2-05 : Besoins en eau socio-culturels**

Equipements	unité	nombre d'unité	dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée	fidele	800	5	4
CNAS	employé	30	15	0,45
Cimetière musulman	m <sup>2</sup>	10000	20	200
Cimetière chrétien	m <sup>2</sup>	5000	20	100
Un jardin public	m <sup>2</sup>	1000	20	20
stade	vestiaire	10	25	0,25
Total				<b>324,7</b>

**2.4.4.3- Equipements éducatifs :**

Les besoins des différents établissements éducatifs sont cités dans le tableau N°2-06 :

**Tableau N°2-06 : Besoins éducatifs**

Equipements	unité	nombre d'unité	dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Ecole	élève	1500	10	15
CEM	élève	870	10	8,7
Lycée	élève	580	10	5,8
CFPA	étudiant	300	10	3
Maison de jeunes	apprenti	100	10	1
Total				<b>33,5</b>

**2.4.4.4- Equipements sanitaires :**

Pour ce qui concerne les besoins en eau des équipements sanitaires la valeur du débit moyen est donné dans le tableau N°2-07 ci-dessous :

**Tableau N°2-07 : Besoins sanitaires.**

Equipements	unité	nombre d'unité	dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Centre de Santé	patient	200	30	6
Total				<b>6</b>

**2.4.4.5- Activités et commerce :**

En ce qui concerne cette catégorie il existe plusieurs projets pour l'horizon 2035, les besoins futurs sont cités dans le tableau N°2-08.

**Tableau N°2-08 : Besoins des activités et commerce.**

Equipements	unité	nombre d'unité	dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Un Parc communal	m <sup>2</sup>	1000	5	5
Un marché de Gros	m <sup>2</sup>	40000	5	200
Un Hangar	employé	20	15	0,3
Un dépôt	employé	20	15	0,3
Sonelgaz	employé	30	15	0,45
Station de lavage	voiture	20	100	2
<b>Total</b>				<b>208,05</b>

### 2.5- Récapitulatif des besoins en eau :

Les besoins en eaux totaux des différentes catégories du chef lieu de la commune de Attatba sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau N°2-09 : Récapitulatif des besoins**

Catégorie des besoins	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	4159
Administratifs	4,4
Socio-culturels	324,7
Activités & Commerces	208,05
Education	33,5
Sanitaire	6
<b>Total</b>	<b>4735,65</b>
<b>Total avec fuites</b>	<b>5446</b>

**Remarque :** les fuites sont estimées à 15% du débit moyen journalier, la consommation moyenne journalière totale à l'horizon d'étude 2035 s'élèvera donc à 5446 m<sup>3</sup>/jour.

### 2.6- Etude de la variation de la consommation :

La consommation en eau d'une agglomération ne suit pas un régime stationnaire au cours du temps mais elle varie en fonction des jours et des horaires de consommation, on peut donc parler de variation journalière et de variation horaire du débit de consommation.

#### *2.6.1- Variation journalière de la consommation:*

Le long d'une année la consommation connaît des fluctuations autour de la valeur moyenne journalière de consommation, il existe alors une journée dans l'année dite de plus forte consommation de même il existe une journée de plus faible consommation.

### 2.6.1.1- Consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière est obtenue à partir du coefficient d'irrégularité journalière maximum noté  $K_{\max,j}$ , ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation maximale dépasse-t-elle la consommation moyenne journalière, on peut donc écrire la formule suivante : [5]

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (2.2)$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).
- $K_{\max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$ .
- $Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

### 2.6.1.2- Consommation minimale journalière :

La consommation minimale journalière est obtenue à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum noté  $K_{\min,j}$ , ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est elle inférieure à la consommation moyenne journalière, on peut donc écrire la formule suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (2.3)$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$  : Consommation minimale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ );
- $K_{\min,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière minimum,  $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$ .
- $Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

Pour le calcul de la consommation maximale journalière et minimale journalière on prend respectivement  $K_{\max,j}=1,3$  et  $K_{\min,j}=0,9$  ; les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau N°2-10 : Variation journalière de la consommation.**

$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\max,j} (\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\min,j} (\text{m}^3/\text{j})$
5446	7079,8	4901,4

### 2.6.2- Variation horaire de la consommation:

En plus de la variation journalière, la consommation est caractérisée par une variation horaire qui suit le régime de consommation des habitants, à travers ce régime on constate l'existence d'une heure où la consommation est maximale, c'est l'heure de pointe, de même il existe une heure où la consommation est minimale.

### 2.6.2.1- Consommation moyenne horaire :

La consommation moyenne horaire est le rapport de la consommation maximale journalière par le nombre d'heure d'une journée, elle est notée  $Q_{moy,h}$  on peut donc écrire :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \quad (m^3/h) \quad (2.4)$$

### 2.6.2.2- Consommation maximale horaire :

La consommation maximale horaire représente la plus forte consommation pendant la journée, la détermination de ce débit est important car il sert au dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable, ce débit est obtenu grâce au coefficient d'irrégularité maximale horaire noté  $K_{max,h}$ .

Le coefficient  $K_{max,h}$  peut en lui-même être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, on peut écrire donc :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (2.5)$$

Avec :

- $\alpha_{max}$  : coefficient tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- $\beta_{max}$  coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (Tableau N°2-11).

**Tableau N°2-11** : Variation du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitant.

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,3$  et  $\beta_{max} = 1,16$  ; on obtient alors :

$$K_{max,h} = 1,3 * 1,16 \Rightarrow K_{max,h} = 1,51$$

### 2.6.2.3 - Consommation minimale horaire :

La consommation minimale horaire correspond à l'heure où la consommation est la plus faible, elle est caractérisé par le coefficient d'irrégularité minimale horaire, ce dernier est décomposé à son tour en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, il est donné par la formule suivante:

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (2.6)$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : coefficient tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- $\beta_{\min}$  coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (Tableau N°2-11).

**Tableau N°2-12** : Variation du coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,5$  et  $\beta_{\min} = 0,58$  ; on obtient alors :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,58 \Rightarrow K_{\min,h} = \mathbf{0,29}$$

Pour le calcul de la consommation maximale et minimale horaire on prend respectivement  $K_{\max,h}=1,51$  et  $K_{\min,h}=0,29$  ; les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau N°2-13** : Variation horaire de la consommation

$Q_{\text{moy},h} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$Q_{\text{max},h} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$Q_{\text{min},h} \text{ (m}^3\text{/h)}$
294,99	445,44	85,55

### 2.6.3- Evaluation de la variation horaire de consommation en fonction du nombre d'habitants :

Afin de déterminer le débit de pointe il existe une autre méthode basée sur la répartition horaire de la consommation maximale journalière suivant des coefficients, chaque coefficient représente un certain pourcentage du débit maximum journalier en une heure précise, ces pourcentage varient en fonction de la population (voir annexe N°1)

Dans notre cas on choisit la répartition de la deuxième colonne qui correspond un un nombre d'habitants entre 10.001 et 50.000 hab (on rappelle que le nombre d'habitants dans l'horizon d'étude est de 20.795 hab) les résultats sont présentés dans le tableau N°2-14.

**Remarque** : après l'obtention de la valeur du débit de pointe a partir du tableau N°2-14 on va comparer cette dernière avec celle obtenue avec la méthode des coefficients d'irrégularité et on prendra en considération la plus grande entre les deux afin d'éviter un sous dimensionnement du réseau.

**Tableau N°2-14 : Variation horaire de la consommation suivant la méthode des coefficients**

	Variation horaire de la consommation		Courbe intégrale de consommation	
	C%	(m <sup>3</sup> /h)	C% cumulés	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	1,5	106,20	1,5	106,20
1-2	1,5	106,20	3	212,39
2-3	1,5	106,20	4,5	318,59
3-4	1,5	106,20	6	424,79
4-5	2,5	177,00	8,5	601,78
5-6	3,5	247,79	12	849,58
6-7	4,5	318,59	16,5	1168,17
7-8	5,5	389,39	22	1557,56
8-9	6,25	442,49	28,25	2000,04
9-10	6,25	442,49	34,5	2442,53
10-11	6,25	442,49	40,75	2885,02
11-12	6,25	442,49	47	3327,51
12-13	5	353,99	52	3681,50
13-14	5	353,99	57	4035,49
14-15	5,5	389,39	62,5	4424,88
15-16	6	424,79	68,5	4849,66
16-17	6	424,79	74,5	5274,45
17-18	5,5	389,39	80	5663,84
18-19	5	353,99	85	6017,83
19-20	4,5	318,59	89,5	6336,42
20-21	4	283,19	93,5	6619,61
21-22	3	212,39	96,5	6832,01
22-23	2	141,60	98,5	6973,60
23-24	1,5	106,20	100%	<b>7079,80</b>
Total	100%	<b>7079,80</b>		

A partir du tableau on obtient :

- $Q_{\max,h} = 442,49 \text{ (m}^3\text{/h)}$
- $Q_{\min,h} = 106,20 \text{ (m}^3\text{/h)}$

On remarque que la valeur de  $Q_{\max,h}$  horaire donnée par le tableau est inférieure à celle obtenue grâce au coefficient  $K_{\max,h}$  donc le débit de dimensionnement est de :  $445,44 \text{ (m}^3\text{/h)}$

### 2.6.3.1-les graphiques de consommation :

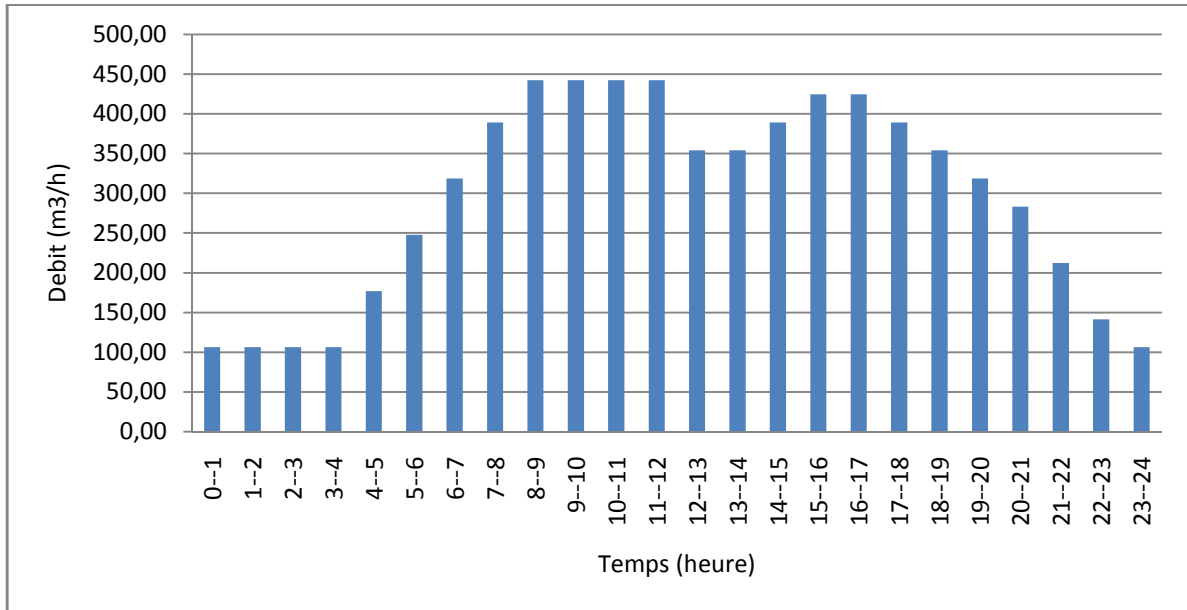


Figure N°2-01 : histogramme de la consommation journalière.

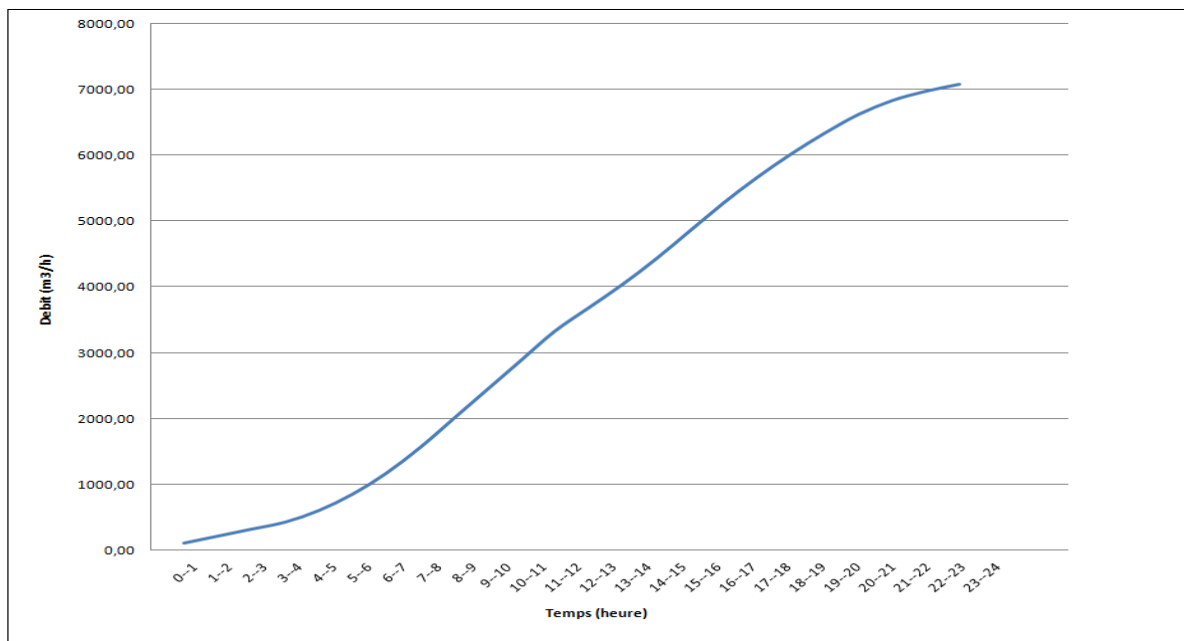


Figure N°2-02 : la courbe intégrale de consommation

### 2.7- Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer le débit de dimensionnement du réseau pour l'horizon 2035, cette projection future assurera une distribution régulière et des conditions favorables aux consommateurs.

### 3.1- Introduction :

Dans ce chapitre on va étudier l'état actuel du réseau déjà existant et observer son comportement vis-à-vis du régime de consommation de l'agglomération et ce grâce au logiciel « Epanet » qui nous permettra de faire des simulations à temps réel.

### 3.2- Classification des réseaux d'alimentation en eau potable :

Le réseau est constitué par une série de conduites desservant les différents consommateurs l'écoulement de l'eau dans ces conduites se fait le plus souvent par gravité. Le système doit assurer la fonction « transfert » du point d'eau mobilisée jusqu'aux points de distribution.

Les deux principales classifications des réseaux sont les suivantes:

#### *3.2.1- Classification selon la disposition des réseaux*

- Réseau unique :

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté on peut utiliser juste un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

- Réseau en zones étagées :

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points de l'amont les points de l'aval se retrouvent sous des pressions très importantes. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.[2]

#### *3.2.2- Classification selon la disposition des tronçons:*

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés.
- Les réseaux maillés.
- Les réseaux mixtes.[3]

#### **3.2.2.1- Le réseau ramifié :**

Dans lequel les conditions de desserte ne comportent aucune alimentation de retour, ce réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval. Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :

- Les conduites reliées en série auront une forme arborescente.
- Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
- L'écoulement ne se fait que dans un seul sens possible.



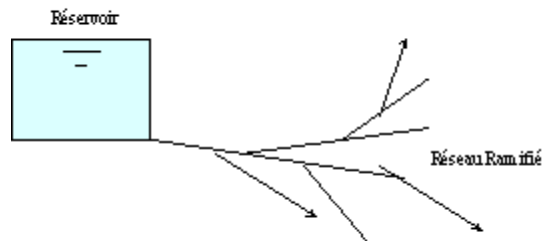


Figure N°3-01: réseau ramifié

### 3.2.2.2- Le réseau maillé :

Les conduites dans un réseau maillé sont disposées, comme le nom l'indique, en mailles bouclées de manière qu'elles aient une communication entre elles donc contrairement au réseau ramifié le réseau maillé est plus souple et plus sécurisant en cas de rupture d'une conduite, parce qu'il permet une alimentation en retour pour les tronçons. Néanmoins ce réseau présente l'inconvénient d'être plus onéreux par rapport au ramifié mais il est toujours le préféré entre les deux vu les avantages qu'il présente à savoir :

- Assurer une meilleure répartition des débits, des pressions et surtout une plus grande sécurité dans la distribution.
- Possibilité d'alimentation en retour en cas de défaillance d'un tronçon.
- Possibilité d'isoler un tronçon en cas de risque d'épidémie (pollution).
- Simple manœuvre des robinets.[4]

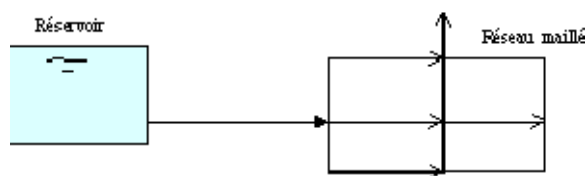


Figure N°3-02: réseau maillé

## 3.3- Calcul des besoins actuels:

Les besoins en eau actuels sont largement faibles par rapport aux besoins futurs mais malgré ça la ville connaît un déficit en eau vu l'insuffisance de la ressource. L'estimation de ces besoins se fera en utilisant les formules du deuxième chapitre.

### 3.3.1- Besoins en eau domestique :

A partir du **tableau N°2-01** la population actuelle est estimée à 13196 habitants avec une dotation de 150 l/hab/jour. Les besoins domestiques représentent la plus grande catégorie de consommateurs vu l'absence d'unité industrielle ou autre.

En appliquant la formule (2.1) on obtient le débit moyen journalier qui est de :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * 150 * 13196 = 1979,4 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

### 3.3.2- Besoins en eau totaux :

Le tableau suivant regroupe les débits moyens journaliers des différentes catégories de consommateurs calculés à partir des formules du deuxième chapitre avec une majoration de 15% pour les fuites.

**Tableau N°3-01** : récapitulatif des besoins actuels

Equipements	unité	nombre d'unité	dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Domestique	habitant	13196	150	1979,4
APC	employé	30	20	0,6
PTT	employé	25	20	0,5
caserne	agent	45	50	2,25
sûreté urbaine	agent	30	35	1,05
Mosquée	fidele	800	5	4
CNAS	employé	30	15	0,45
Cimetière musulman	m2	10000	20	200
Cimetière chrétien	m2	5000	20	100
Un jardin public	m2	1000	20	20
stade	vestiaire	10	25	0,25
Un Parc communal	m2	1000	5	5
Un marché de Gros	m2	40000	5	200
Ecole	élève	800	10	8
CEM	élève	870	10	8,7
Un Lycée	élève	580	10	5,8
Un CFPA	étudiant	300	10	3
Maison de jeunes	apprenti	100	10	1
Centre de Santé	patient	200	30	6
total				2546
total avec fuites				2927,9

Le Q<sub>moy,j</sub> actuel est de : **2927,9 m<sup>3</sup>/j**

### 3.3.3- Etude de la variation de consommation :

Afin de faire le diagnostic du réseau il est indispensable de déterminer le débit de pointe actuel que doit véhiculer les conduites. Afin d'obtenir ce débit on doit passer par la détermination du débit maximum journalier dont la commune a besoin pour satisfaire les différents consommateurs.

Les tableaux suivants rassemblent les débits nécessaires au calcul en passant par une étude de variation journalière puis une étude de variation horaire.

**3.3.3.1- Variation journalière du débit :**

En prenant comme valeurs de coefficients d'irrégularité journalière maximale et minimale égales respectivement à  $K_{\max,j}=1,3$  et  $K_{\min,j}=0,9$  et on appliquant les formules (2.2) et (2.3) on obtient les débits représentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°3-02 :** variation journalière de la consommation.

$Q_{\text{moy},j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{\text{max},j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{\text{min},j}$ (m <sup>3</sup> /j)
2927,9	3806,27	2635,11

**3.3.3.2- Variation horaire du débit:**

En premier lieu on doit calculer le débit moyen horaire qui est égale a :

$$Q_{\text{moy},h} = 3806,27/24 = \mathbf{158,59 \text{ m}^3/h}$$

Et afin de déterminer les coefficients d'irrégularité horaire maximale et minimale on passe par la détermination des  $\alpha$  et  $\beta$ . En appliquant la même méthode utilisée au chapitre -2- on obtient les valeurs suivantes (tableau N°3-03) :

**Tableau N°3-03 :** Coefficients d'irrégularité horaire maximale et minimale.

Coefficient	$\alpha_{\max}$	$\alpha_{\min}$	$\beta_{\max}$	$\beta_{\min}$	$K_{\max,h}$	$K_{\min,h}$
valeur	1,3	0,5	1,27	0,37	1,65	0,19

D'où on obtient la variation horaire de la consommation:

**Tableau N°3-04 :** Variation horaire de la consommation.

$Q_{\text{moy},h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\text{max},h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\text{min},h}$ (m <sup>3</sup> /h)
158,59	261,68	30,13

Le débit de pointe nécessaire pour ce calcul est donc de **261,68 m<sup>3</sup>/h**.

3.4- Matériaux utilisés :

Le réseau actuel est un ancien réseau réalisé avec différents types de matériaux. On cite l'acier, l'acier galvanisé et la fonte. Ce sont les types les prédominants avec quelques conduites en PEHD. Les matériaux des différentes conduites ainsi que leurs longueurs sont cités dans le tableau N°3-05.

Tableau N°3-05 : Type et longueur des conduites actuelles.

ID tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Etat
Tuyau 05	45,9	80	PEHD	A maintenir
Tuyau 07	52,7	80	PEHD	A maintenir
Tuyau 08	58	125	PEHD	A maintenir
Tuyau 09	70	80	PEHD	A maintenir
Tuyau 06	72,6	80	PEHD	A maintenir
Tuyau 04	106,1	80	PEHD	A maintenir
Tuyau 01	243	80	PEHD	A maintenir
Tuyau 03	106,9	80	PEHD	A maintenir
Tuyau 02	56,6	80	PEHD	A maintenir
Tuyau 014	109	110	Fonte	A changer
Tuyau 015	97	110	Fonte	A changer
Tuyau 019	110	110	Fonte	A changer
Tuyau 021	182	110	Fonte	A changer
Tuyau 020	98	60	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 022	87	110	Fonte	A changer
Tuyau 023	33	110	Fonte	A changer
Tuyau 027	113	80	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 028	135	60	Acier	A changer
Tuyau 029	178	60	Acier	A changer
Tuyau 030	56	60	Acier	A changer
Tuyau 036	60	110	Fonte	A changer
Tuyau 035	82	110	Fonte	A changer
Tuyau 037	48	110	Fonte	A changer
Tuyau 040	213	110	Fonte	A changer
Tuyau 043	188	110	Fonte	A changer
Tuyau 038	47	100	Acier	A changer
Tuyau 039	85	110	PEHD	A maintenir
Tuyau 041	213	100	Acier	A changer
Tuyau 042	99	80	Acier	A changer
Tuyau 044	370	80	Acier	A changer
Tuyau 5	115	110	Fonte	A changer
Tuyau 6	26	80	Acier	A changer
Tuyau 7	303	80	Acier	A changer
Tuyau 10	72	80	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 9	150	80	Acier	A changer
Tuyau 8	106	80	Acier	A changer
Tuyau 011	40	60	Acier	A changer
Tuyau 012	108,6	60	Acier	A changer
Tuyau 010	65	125	PEHD	A maintenir

Suite **Tableau N°3-05** :

Tuyau 013	140	125	PEHD	A maintenir
Tuyau 016	40	60	Acier	A changer
Tuyau 017	98	60	Acier	A changer
Tuyau 018	40	60	Acier	A changer
Tuyau 024	170	80	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 034	210	110	Fonte	A changer
Tuyau 2	236	110	Fonte	A changer
Tuyau 3	124	110	Fonte	A changer
Tuyau 026	35	80	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 025	120	80	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 033	79	110	Fonte	A changer
Tuyau 031	168	80	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 032	160	80	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 4	580	110	Fonte	A changer
Tuyau R2	200	200	Acier	A changer
Tuyau 11	327	80	Acier galvanisé	A changer
Tuyau 13	291	110	Fonte	A changer
Tuyau 14	188	110	Fonte	A changer
Tuyau 1	316	110	Fonte	A changer
Tuyau 12	340	110	Fonte	A changer
Tuyau 045	410	200	Acier galvanisé	A changer

Source : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tipaza

➤ Interprétation des données :

Le maintien et le changement des conduites est principalement dû à leurs états, on constate que toutes les conduites hormis les conduites en PEHD sont « à changer » car elles datent de l'époque coloniale ce qui a engendré une dégradation des parois intérieures et de l'étanchéité d'où l'augmentation du nombre des fuites et la constatation d'un débit faible chez les consommateurs.

### 3.5- Etude hydraulique du réseau :

#### *3.5.1- Détermination des débits du réseau :*

##### **3.5.1.1- Débit spécifique :**

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution. Pour cette raison on a calculé le débit spécifique  $q_{spi}$  qui est égal à :

$$q_{spi} = \frac{Q_r}{\sum l_i} (l/s/ml) \quad (2.7)$$

Avec :

- $Q_r$  : débit en route
- $\sum l_i$  : Somme des longueurs des tronçons.

Pour notre cas et avec un linéaire total de 8472,4 m le débit spécifique est de :

$$q_{spi} = \frac{72,69}{8472,4} = 0,00857962 \quad l/s/ml$$

### 3.5.1.2- Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad (l/s) \quad (2.8)$$

Avec :

- $Q_{cons}$  : le débit consommé (heure de pointe).
- $Q_{conc}$  : Débit concentré.

### 3.5.1.3- Débit aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de conduite ayant en commun les nœuds considérés, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum q_r + \sum Q_{conc} \quad (l/s)$$

Avec :

- $Q_{ni}$  : Débit au nœud.
- $\sum Q_{conc}$  : est la somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.
- $q_r$  : Débit en route du tronçon considéré.

Le tableau N°3-06 résume les résultats obtenus par le calcul des formules ci-dessus :

**Tableau N°3-06 : calcul des débits aux nœuds**

N° nœud	conduite	Longueur (m)	Débit route (l/s)	Débit au nœud (l/s)
1	Tuyau 01	243	2,085	1,042
2	Tuyau 01	243	2,085	1,744
	Tuyau 02	56,6	0,486	
	Tuyau 03	106,9	0,917	
3	Tuyau 02	56,6	0,486	0,243
4	Tuyau 05	45,9	0,394	1,111
	Tuyau 04	106,1	0,91	
	Tuyau 03	106,9	0,917	
5	Tuyau 04	106,1	0,91	0,455
6	Tuyau 05	45,9	0,394	0,734
	Tuyau 07	52,7	0,452	
	Tuyau 06	72,6	0,623	
7	Tuyau 06	72,6	0,623	0,311
8	Tuyau 07	52,7	0,452	0,646
	Tuyau 08	58	0,498	
	Tuyau 011	40	0,343	
9	Tuyau 08	58	0,498	0,828
	Tuyau 09	70	0,601	
	Tuyau 010	65	0,558	
10	Tuyau 09	70	0,601	0,3
11	Tuyau 010	65	0,558	0,879
	Tuyau 013	140	1,201	
12	Tuyau 014	109	0,935	1,534
	Tuyau 012	108,6	0,932	
	Tuyau 013	140	1,201	
13	Tuyau 012	108,6	0,932	0,637
	Tuyau 011	40	0,343	
14	Tuyau 014	109	0,935	1,055
	Tuyau 015	97	0,832	
	Tuyau 016	40	0,343	
15	Tuyau 016	40	0,343	0,592
	Tuyau 017	98	0,841	
16	Tuyau 017	98	0,841	0,592
	Tuyau 018	40	0,343	
17	Tuyau 018	40	0,343	1,06
	Tuyau 015	97	0,832	

Suite **Tableau N°3-06** :

	Tuyau 019	110	0,944	
18	Tuyau 019	110	0,944	1,673
	Tuyau 021	182	1,561	
	Tuyau 020	98	0,841	
19	Tuyau 020	98	0,841	0,42
20	Tuyau 021	182	1,561	1,639
	Tuyau 022	87	0,746	
	Tuyau 027	113	0,969	
21	Tuyau 022	87	0,746	2,274
	Tuyau 023	33	0,283	
	Tuyau 045	410	3,518	
22	Tuyau 023	33	0,283	1,128
	Tuyau 036	60	0,515	
	Tuyau 024	170	1,459	
23	Tuyau 024	170	1,459	1,244
	Tuyau 025	120	1,03	
24	Tuyau 025	120	1,03	1,386
	Tuyau 026	35	0,3	
	Tuyau 031	168	1,441	
25	Tuyau 026	35	0,3	1,214
	Tuyau 027	113	0,969	
	Tuyau 028	135	1,158	
26	Tuyau 028	135	1,158	1,583
	Tuyau 029	178	1,527	
	Tuyau 030	56	0,48	
27	Tuyau 029	178	1,527	0,764
28	Tuyau 030	56	0,48	0,24
29	Tuyau 036	60	0,515	0,815
	Tuyau 035	82	0,704	
	Tuyau 037	48	0,412	
30	Tuyau 034	210	1,802	1,454
	Tuyau 035	82	0,704	
	Tuyau 038	47	0,403	

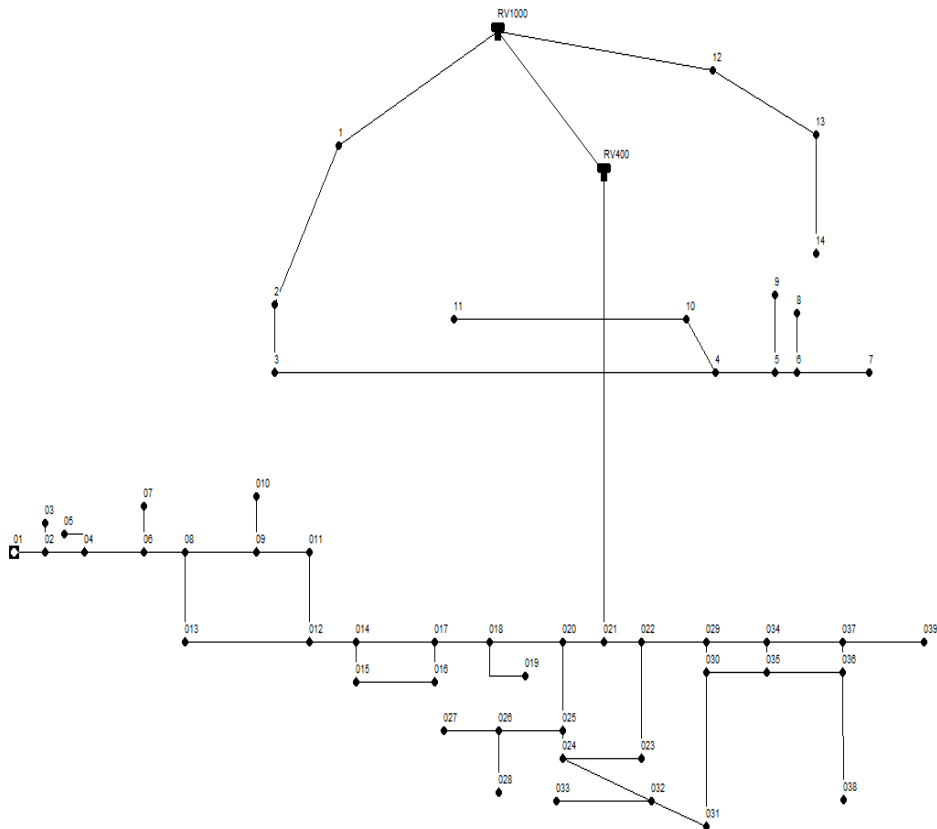


Suite Tableau N°3-06 :

31	Tuyau 033	79	0,678	1,24
	Tuyau 034	210	1,802	
32	Tuyau 033	79	0,678	1,746
	Tuyau 031	168	1,441	
	Tuyau 032	160	1,373	
33	Tuyau 032	160	1,373	0,686
34	Tuyau 037	48	0,412	1,484
	Tuyau 040	213	1,827	
	Tuyau 039	85	0,729	
35	Tuyau 038	47	0,403	1,48
	Tuyau 039	85	0,729	
	Tuyau 041	213	1,827	
36	Tuyau 041	213	1,827	2,926
	Tuyau 042	99	0,849	
	Tuyau 044	370	3,174	
37	Tuyau 042	99	0,849	2,145
	Tuyau 040	213	1,827	
	Tuyau 043	188	1,613	
38	Tuyau 044	370	3,174	1,587
39	Tuyau 043	188	1,613	0,806
RV400	Tuyau 045	410	3,518	1,759
1	Tuyau 1	316	2,711	2,368
	Tuyau 2	236	2,025	
2	Tuyau 2	236	2,025	1,544
	Tuyau 3	124	1,064	
3	Tuyau 3	124	1,064	3,02
	Tuyau 4	580	4,976	
4	Tuyau 4	580	4,976	3,29
	Tuyau 5	115	0,987	
	Tuyau 10	72	0,618	
5	Tuyau 5	115	0,987	1,248
	Tuyau 6	26	0,223	
	Tuyau 9	150	1,287	
6	Tuyau 6	26	0,223	1,866
	Tuyau 7	303	2,6	
	Tuyau 8	106	0,909	
7	Tuyau 7	303	2,6	1,3
8	Tuyau 8	106	0,909	0,455

Suite Tableau N°3-06 :

9	Tuyau 9	150	1,287	0,643
10	Tuyau 10	72	0,618	1,712
	Tuyau 11	327	2,806	
11	Tuyau 11	327	2,806	1,403
12	Tuyau 12	340	2,917	2,707
	Tuyau 13	291	2,497	
13	Tuyau 13	291	2,497	2,055
	Tuyau 14	188	1,613	
14	Tuyau 14	188	1,613	0,806
RV1000	Tuyau 1	316	2,711	2,814
	Tuyau 12	340	2,917	
Total				<b>72,69</b>



N°3-03 Figure: réseau actuel

3.5.2- calcul des paramètres hydrauliques du réseau :

En utilisant un logiciel de calculs des réseaux (Epanet), nous avons pu obtenir les résultats mentionnés dans le tableau N°3-07 ainsi que le tableau N°3-08.

**Tableau N°3-07 : Etat des nœuds**

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de Base (l/s)	Charge (m.c.e)	Pression (m.c.e)	Observation
Nœud 01	79	1,042	70,28	-	inadmissible
Nœud 04	68	1,111	70,99	2,99	Très faible
Nœud 06	66	0,734	71,46	5,46	Très faible
Nœud 08	65	0,646	72,23	7,23	Très faible
Nœud 09	66	0,828	72,33	6,33	Très faible
Nœud 03	87	0,243	70,46	-	inadmissible
Nœud 05	77	0,455	70,97	-	inadmissible
Nœud 07	81	0,311	71,45	-	inadmissible
Nœud 010	76	0,3	72,33	-	inadmissible
Nœud 02	77	1,744	70,46	-	inadmissible
Nœud 012	55	1,534	72,9	17,9	moyennement faible
Nœud 014	59	1,055	74,87	15,87	moyennement faible
Nœud 017	58	1,06	76,57	18,57	moyennement faible
Nœud 018	58	1,673	79,99	21,99	bonne
Nœud 020	61	1,639	87,46	26,46	bonne
Nœud 021	62	2,274	93,01	31,01	bonne
Nœud 022	61	1,128	90,5	29,5	bonne
Nœud 019	54	0,42	79,92	25,92	bonne
Nœud 025	53	1,214	87,05	34,05	bonne
Nœud 026	47	1,583	84,58	37,58	bonne
Nœud 027	49	0,764	84,24	35,24	bonne
Nœud 028	43	0,24	84,56	41,56	bonne
Nœud 029	57	0,815	88,06	31,06	bonne
Nœud 030	54	1,454	87,46	33,46	bonne
Nœud 034	56	1,484	87,5	31,5	bonne
Nœud 037	61	2,145	86,94	25,94	bonne
Nœud 039	57	0,806	86,91	29,91	bonne
Nœud 035	54	1,48	87,41	33,41	bonne
Nœud 036	56	2,926	86,87	30,87	bonne
Nœud 038	45	1,587	86,22	41,22	bonne
Nœud 4	63	3,29	85,17	22,17	bonne
Nœud 5	60	1,248	84,58	24,58	bonne
Nœud 6	62	1,866	84,37	22,37	bonne
Nœud 7	62	1,3	84	22	bonne

Suite **Tableau N°3-07** :

Nœud 8	76	0,455	84,35	8,35	faible
Nœud 9	82	0,643	84,53	2,53	Très faible
Nœud 10	71	1,712	84,71	13,71	moyennement faible
Nœud 11	71	1,403	84,23	13,23	moyennement faible
Nœud 12	108	2,707	130,22	22,22	bonne
Nœud 14	66	0,806	129,78	63,78	élevée
Nœud 013	52	0,637	72,3	20,3	bonne
Nœud 011	64	0,879	72,49	8,49	faible
Nœud 015	56	0,592	75,04	19,04	moyennement faible
Nœud 016	54	0,592	75,94	21,94	bonne
Nœud 023	54	1,244	88,07	34,07	bonne
Nœud 031	45	1,24	87,11	42,11	bonne
Nœud 1	111	2,368	113,71	2,71	Très faible
Nœud 2	85	1,544	103,24	18,24	bonne
Nœud 3	67	3,02	98,72	31,72	bonne
Nœud 024	51	1,386	87,11	36,11	bonne
Nœud 032	46	1,746	87,06	41,06	bonne
Nœud 033	45	0,686	86,99	41,99	bonne
Nœud 13	97	2,055	129,8	32,8	bonne

**Tableau N°3-08** : Etat des conduites

	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Observation
Tuyau 05	45,9	80	4,59	0,91	admissible
Tuyau 07	52,7	80	5,64	1,12	admissible
Tuyau 08	58	125	5,56	0,45	admissible
Tuyau 09	70	80	0,3	0,06	faible
Tuyau 06	72,6	80	0,31	0,06	faible
Tuyau 04	106,1	80	0,46	0,09	faible
Tuyau 01	243	80	1,04	0,21	faible
Tuyau 03	106,9	80	3,03	0,6	admissible
Tuyau 02	56,6	80	0,24	0,05	faible
Tuyau 014	109	110	10,46	1,1	admissible
Tuyau 015	97	110	10,32	1,09	admissible
Tuyau 019	110	110	13,76	1,45	admissible
Tuyau 021	182	110	15,86	1,67	élevée
Tuyau 020	98	60	0,42	0,15	faible
Tuyau 022	87	110	19,79	2,08	élevée
Tuyau 023	33	110	21,63	2,28	élevée

Suite Tableau N°3-08 :

Tuyau 027	113	80	2,3	0,46	admissible
Tuyau 028	135	60	2,59	0,91	admissible
Tuyau 029	178	60	0,76	0,27	faible
Tuyau 030	56	60	0,24	0,08	faible
Tuyau 036	60	110	15,79	1,66	admissible
Tuyau 035	82	110	6,61	0,7	admissible
Tuyau 037	48	110	8,36	0,88	admissible
Tuyau 040	213	110	3,92	0,41	admissible
Tuyau 043	188	110	0,81	0,08	faible
Tuyau 038	47	100	2,07	0,26	faible
Tuyau 039	85	110	2,96	0,31	admissible
Tuyau 041	213	100	3,55	0,45	admissible
Tuyau 042	99	80	0,97	0,19	faible
Tuyau 044	370	80	1,59	0,32	admissible
Tuyau 5	115	110	5,51	0,58	admissible
Tuyau 6	26	80	3,62	0,72	admissible
Tuyau 7	303	80	1,3	0,26	faible
Tuyau 10	72	80	3,12	0,62	admissible
Tuyau 9	150	80	0,64	0,13	faible
Tuyau 8	106	80	0,46	0,09	faible
Tuyau 011	40	60	0,72	0,26	faible
Tuyau 012	108,6	60	1,36	0,48	faible
Tuyau 010	65	125	6,69	0,55	admissible
Tuyau 013	140	125	7,57	0,62	admissible
Tuyau 016	40	60	1,2	0,43	admissible
Tuyau 017	98	60	1,79	0,63	admissible
Tuyau 018	40	60	2,39	0,84	admissible
Tuyau 024	170	80	4,72	0,94	admissible
Tuyau 034	210	110	3,09	0,33	admissible
Tuyau 2	236	110	16,48	1,73	élevée
Tuyau 3	124	110	14,94	1,57	élevée
Tuyau 026	35	80	1,5	0,3	faible
Tuyau 025	120	80	3,47	0,69	admissible
Tuyau 033	79	110	1,85	0,19	faible
Tuyau 031	168	80	-0,58	0,12	faible
Tuyau 032	160	80	0,69	0,14	faible
Tuyau 4	580	110	11,92	1,25	admissible
Tuyau 11	327	80	1,4	0,28	faible

Suite **Tableau N°3-07** :

Tuyau 13	291	110	2,86	0,3	admissible
Tuyau 14	188	110	0,81	0,08	faible
Tuyau 1	316	110	18,85	1,98	élevée
Tuyau 12	340	110	5,57	0,59	admissible
Tuyau 045	410	200	43,7	1,39	admissible

3.6- Conclusion :

D'après ce chapitre on a pu constater que le réseau actuel souffre de grande variation de pression (on trouve de grandes valeurs de pression ainsi que de faible pression) de même pour la vitesse qui n'est pas comprise entre les deux valeurs limites admissible.

- On admet pour les pressions une variation entre 2 et 5 bars.
- Et pour les vitesses une fourchette entre 0,3 m/s et 1,5 m/s.

Cela est principalement dû à la disposition du réseau ainsi qu'à l'état des conduites.

#### 4.1- Introduction :

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire, soit mixte. Notre étude consiste principalement à ajouter une adduction en vue de combler le déficit d'eau à partir du réservoir Mouaz. Cette adduction est de type gravitaire.

#### 4.2- Types d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

##### 4.2.1- Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

L'avantage principal de l'adduction gravitaire est de pouvoir fonctionner de façon purement hydraulique sans pompage. Il en résulte souvent une économie d'investissement (pas d'achat de pompes mais parfois obligation d'augmenter le diamètre), mais toujours une économie des dépenses de fonctionnement liées au pompage (énergie, lubrifiants, pièces de rechange, entretien). Il n'existe aucun risque de pannes qui priveraient la population d'eau potable.[4]

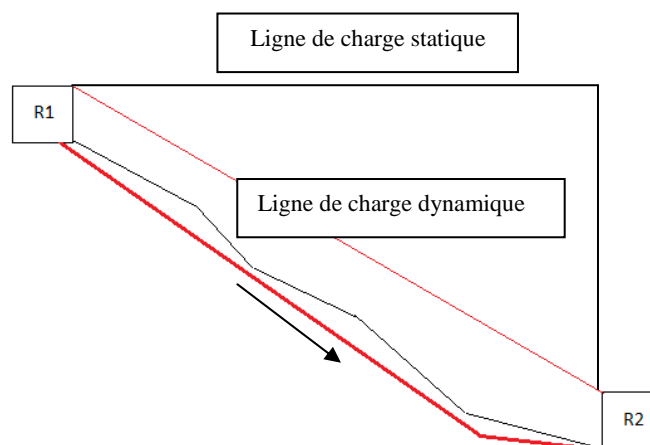


Figure N°4-01 : Adduction gravitaire

##### 4.2.2- Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage, donc l'écoulement est en charge par pompage. Ce type d'adduction n'est pas économique mais il s'impose dans diverses situations.

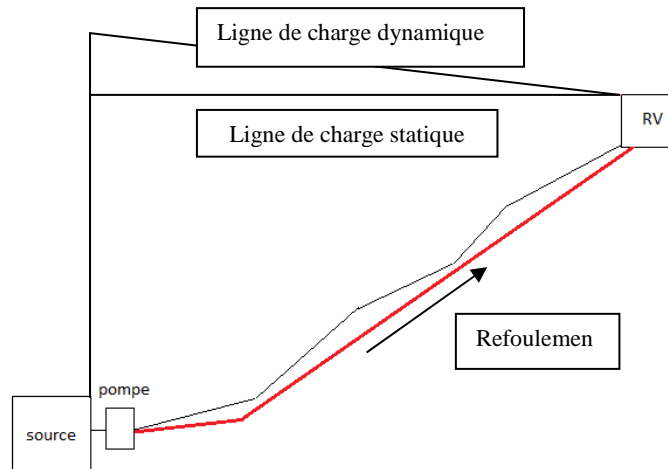


Figure N°4-02 : Adduction par refoulement

#### 4.2.3- Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

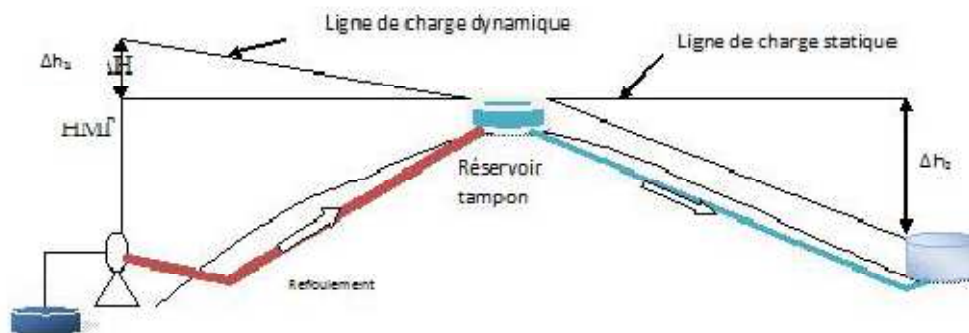


Figure N°4-03 : Adduction mixte

#### 4.2- Principe du choix du tracé :

Dans le cas d'un projet d'une adduction, les principales critiques du choix du tracé sont:

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant d'avantage le pompage.
- Opter pour le cheminement qui nous procure les conditions de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.



#### 4.3- Choix des matériaux de canalisation :

Les adductions peuvent être réalisées en plusieurs sortes de matériaux. Cela dépend du terrain, des conditions de pose et principalement de l'étude technico-économique. On peut utiliser comme matériaux ce qui suit :

##### *4.3.1- Acier :*

Les tuyaux en acier ont la qualité de pouvoir absorber des efforts très importants sous faible épaisseur (donc faible poids). Ces tuyaux présentent en contrepartie le défaut d'être très sensibles à la corrosion externe et doivent donc être placés sous protection cathodique. De même, tout défaut qui survient lors de la pose de la ligne (l'absence de procédures de mise en œuvre ou l'application non-correcte de ces procédures) peut avoir des conséquences néfastes sur la longévité de l'ouvrage. C'est pourquoi, le choix de l'acier exige le recours à des entreprises spécialisées en la matière, élément fondamental de la réussite du chantier. Aussi cette exigence entraîne-t-elle un coût de construction élevé par rapport aux autres matériaux.

##### *4.3.2- Fonte ductile :*

Présente de par sa constitution et la vaste gamme de revêtements de protection de ses parois de grandes garanties contre la corrosion et sa longévité est bien connue. L'assemblage par emboîtement des tubes est une technique sûre et éprouvée et à la portée d'un cercle plus vaste d'entreprises (de terrassement), ce qui a une répercussion favorable sur son coût de revient. Pour les tuyaux de grande dimension, le poids constitue par contre indéniablement un facteur limitatif de leur emploi en faveur de l'acier.

##### *4.3.3- PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :*

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.

- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C.)
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable)
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

#### 4.4- Dimensionnement de l'adduction :

Le tracé de notre adduction suit principalement la voie de circulation existante du réservoir Mouaz jusqu'au réservoir projeté. D'après les données de la DRE la longueur total de l'adduction est de 3840m. La figure N°4-04 représente le tracé proposé.



**Figure N°4-04 : Tracé de l'adduction**

#### *4.4.1- Détermination du débit :*

Le débit que doit véhiculer la conduite d'adduction est le déficit dont souffre la commune. Rappelons que :

- La ressource actuelle est de :  $1656\text{m}^3/\text{j}$
- Le débit maximum journalier est de :  $7079.8\text{m}^3/\text{j}$

Le déficit est donc de :  $Q_{\text{dispo}} - Q_{\text{max,j}} = Q_{\text{add}} (\text{m}^3/\text{j})$

$$7079,8-1656 = 5423,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

⇒ Le débit que doit véhiculer l'adduction est de  $5432,8 \text{ m}^3/\text{j}$

#### 4.4.2- Calcul du diamètre avantageux de la conduite :

Afin de déterminer le diamètre de la conduite nous devons disposer de sa longueur, le débit ainsi que les pertes de charge.

##### 4.4.2.1- calcul de la perte de charge :

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

$$\Delta H_i = 1.15 \Delta H_i^{\text{lin}} \rightarrow L_{\text{eq}} = 1.15 L_g$$

Avec :

- $\Delta H_i$  : Perte de charge totale (m).
- $\Delta H_i^{\text{lin}}$  : Perte de charge linéaire (m).

$$\Delta H_i = C_{\text{piézo RV 1}} - C_{\text{piézo RV 2}} \rightarrow \Delta H_i = 261-179 \rightarrow \Delta H_i = 82\text{m}$$

##### 4.4.2.2- Calcul du diamètre de la conduite :

Dans cette étude, l'écoulement est gravitaire, donc il faut calculer le diamètre avantageux avec la formule suivante :

$$D_{\text{av}.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{\text{eq}.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}}$$

Avec :

- $K'$  : coefficient de perte de charge.
- $L_{\text{eq}}$  : La longueur équivalente de la conduite (m):

$$L_{\text{eq}} = 1.15 L_g \rightarrow L_{\text{eq}} = 1.15 * 3840 \rightarrow L_{\text{eq}} = 4416 \text{ m}$$

- $L_g$  : La longueur géométrique (m).
- $\Delta H_i$  : Perte de charge totale (m)
- $Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.
- $m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Le matériau choisi pour cette adduction est le PEHD vu les avantages qu'il offre par rapport aux autres types. Les paramètres correspondants à ce dernier seront donnés dans le tableau suivant :

**Tableau N°4-01** : caractéristiques des matériaux

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On prend alors :

$$K'=0.001052 \quad m=4.772 \quad \beta=2$$

D'où :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 4416 * (5423.8 / (3600 * 24))^2}{82}}$$

$$D'où : \quad D_{av} = 170,63 \text{ mm} = 171 \text{ mm}$$

**Remarque :**

On remarque que parmi les gammes existantes en PEHD, il n'y a pas de diamètre de 170mm. Ce dernier est compris entre les diamètres [160-190] mm. On doit donc réaliser une adduction avec deux diamètres différents s'étalant sur deux longueurs, la première longueur ayant le diamètre de 190 et la deuxième partie avec le diamètre de 160 afin de minimiser la perte de charge. Le calcul des deux longueurs se fera comme suit:

On pose les termes suivants :

- X : la longueur du tronçon ayant le diamètre le plus grand.
- L-x : la longueur du tronçon ayant le plus petit diamètre.

D'où :

$$\Delta H = \frac{K'xQ^2}{D_1^{4.772}} + \frac{K'(L-x)Q^2}{D_2^{4.772}} = K'Q^2 \left( \left( \frac{x}{D_1^{4.772}} \right) + \left( \frac{(L-x)}{D_2^{4.772}} \right) \right)$$

Application numérique:

$$82 = 0.001052 * (0.0628^2) * [(x/0.190^{4.772}) + ((3840-x)/0.160^{4.772})]$$

$$82 = 4.15 * 10^{-6} * [(x/0.190^{4.772}) + ((3840-x)/0.160^{4.772})]$$

Après calcul on obtient:  $x=900,7$  m et  $L-x = 2939.3$  m

La conduite d'adduction sera donc divisée, en point de vue longueurs et diamètres, comme suit :

Premier tronçon :

- $D_1 = 190$  mm
- $L_1 = 900,7$  m

Deuxième tronçon :

- $D_2 = 160$  mm
- $L_2 = 2939,3$  m

#### 4.4.2.3- La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement est comprise entre **0,5m/s et 4m/s**. On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{3.14 * D^2}$$

Avec :

- $Q$  : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s)
- $S$  : section de la canalisation (m<sup>2</sup>)
- $V$  : vitesse d'écoulement (m/s)
- $D$  : diamètre nominal de la conduite (m)

Application numérique :

$$V_1 = (5423,8 / (3600 * 24) * 4) / (3.14 * 0.190^2) = 2.21 \text{ m/s}$$

$$V_2 = (5423,8 / (3600 * 24) * 4) / (3.14 * 0.160^2) = 3.12 \text{ m/s}$$

#### 4.5 - Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné la conduite d'adduction qui nous véhicule le débit nécessaire aux besoins de l'agglomération à partir du réservoir 30.000m<sup>3</sup> de Mouaz . Aussi nous avons pu assurer l'alimentation de la commune pour l'horizon 2035.

### 5.1- Introduction :

Dans ce présent chapitre on va proposer une rénovation en remplaçant le réseau vétuste actuel par un nouveau réseau présentant des avantages du point de vue pression et débit. Pour pouvoir le faire on va se baser sur les résultats du deuxième chapitre où nous avons estimé les besoins pour l'horizon 2035.

### 5.2- Le réseau d'alimentation en eau potable:

Dans le cadre de la rénovation nous allons remplacer le réseau ramifié actuel par un réseau maillé étagé qui permet de bien répartir les pressions vu que la ville se situe dans un terrain accidenté. De plus cette répartition doit nous permettre de bénéficier des réservoirs existants de tel sorte que chaque réservoir contribue à l'alimentation d'un étage en comblant bien sur le déficit d'eau par un nouveau réservoir qui sera dimensionné. Ce dernier sera alimenté par une adduction gravitaire.

#### *5.2.1- Avantages du réseau maillé :*

- Il permet une alimentation en retour ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnées en aval situés le long des autres tronçons.
- Il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution.

#### *5.2.2- Principe du tracé du réseau maillé :*

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instruction à respecter, à savoir :

- Choisir le lieu des consommateurs principaux.
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau.
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses.
- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau.
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses
- tracer les conduites principales à travers les quartiers entre lesquels, les conduites seront prévues.

#### *5.2.3- choix du matériau :*

Le réseau actuel est pratiquement fait d'acier et d'acier galvanisé et de fonte. Ces derniers présentent des caractéristiques hydrauliques défavorables et ont des effets négatifs sur la santé et la potabilité de l'eau. Donc on va opter pour un réseau en PEHD où la rugosité est minimale.

#### *5.2.4- le tracé du réseau :*

La figure N°5-01 représente le tracé du réseau sur le logiciel « Epanet » :

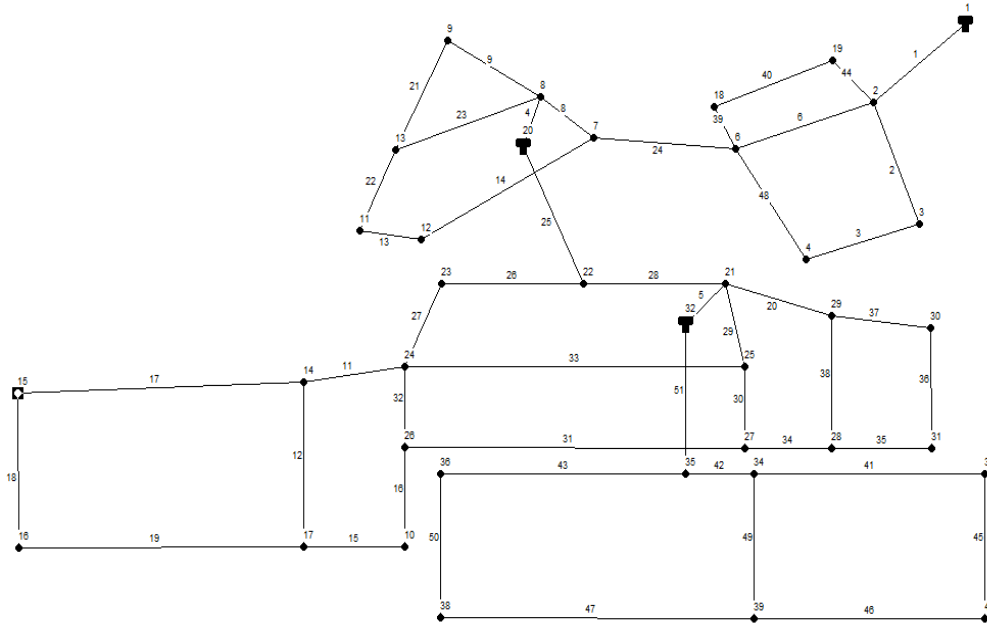


Figure N°5-01 : Réseau d'alimentation en eau potable

Le linéaire total du réseau est de 12232m. Mais lorsqu'on ne prend en considération que les tançons assurant un service en route on obtiendra une longueur seulement de 11394m. C'est grâce à ce dernier qu'on va calculer le débit spécifique et les débits nodaux.

### 5.3- Etude hydraulique du réseau :

#### 5.3.1- Détermination des débits du réseau :

##### 5.3.1.1- Débit spécifique :

Pour le calcul, on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique  $q_{spi}$  à l'aide de la formule (2.7).

Pour notre cas et avec un linéaire total de 11394m le débit spécifique est de :

$$q_{spi} = \frac{123,73}{11394} = 0,010859 \quad \text{l/s/ml}$$

##### 5.3.1.2- Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule (2.8).



**5.3.1.3- Débit aux nœuds :**

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de conduite ayant en commun les nœuds considérés, il est déterminé par la formule (2.9).

Le tableau N°5-01 résume les résultats obtenus par le calcul des formules ci-dessus :

**Tableau N°5-01 : calcul des débits aux nœuds**

ID nœud	ID conduite	longueur (m)	Débit en route (l/s)	Débit nodal (l/s)
Nœud 2	Tuyau 2	200	2,172	3,87
	Tuyau 6	413	4,485	
	Tuyau 44	100	1,086	
Nœud 3	Tuyau 2	200	2,172	3,09
	Tuyau 3	370	4,018	
Nœud 4	Tuyau 3	370	4,018	3,26
	Tuyau 48	230	2,498	
Nœud 6	Tuyau 6	413	4,485	5,90
	Tuyau 24	294	3,193	
	Tuyau 39	150	1,629	
	Tuyau 48	230	2,498	
Nœud 7	Tuyau 24	294	3,193	4,64
	Tuyau 8	115	1,249	
	Tuyau 14	446	4,843	
Nœud 8	Tuyau 8	115	1,249	3,07
	Tuyau 9	200	2,172	
	Tuyau 23	250	2,715	
Nœud 9	Tuyau 9	200	2,172	2,54
	Tuyau 21	268	2,910	
Nœud 11	Tuyau 13	230	2,498	2,42
	Tuyau 22	215	2,335	
Nœud 12	Tuyau 13	230	2,498	3,67
	Tuyau 14	446	4,843	
Nœud 14	Tuyau 11	100	1,086	5,04
	Tuyau 12	300	3,258	
	Tuyau 17	529	5,744	
Nœud 15	Tuyau 17	529	5,744	4,27
	Tuyau 18	258	2,802	
Nœud 16	Tuyau 18	258	2,802	4,50
	Tuyau 19	570	6,190	
Nœud 17	Tuyau 12	300	3,258	5,27
	Tuyau 15	100	1,086	

Suite Tableau N°5-01 :

	Tuyau 19	570	6,19	
Nœud 21	Tuyau 28	100	1,086	2,4
	Tuyau 29	62	0,673	
	Tuyau 20	280	3,041	
Nœud 22	Tuyau 28	100	1,086	1,77
	Tuyau 26	225	2,443	
Nœud 23	Tuyau 26	225	2,443	1,85
	Tuyau 27	115	1,249	
Nœud 24	Tuyau 27	115	1,249	4,61
	Tuyau 33	510	5,538	
	Tuyau 11	100	1,086	
	Tuyau 32	124	1,347	
Nœud 25	Tuyau 33	510	5,538	4,03
	Tuyau 29	62	0,673	
	Tuyau 30	170	1,846	
Nœud 26	Tuyau 31	600	6,515	5,23
	Tuyau 32	124	1,347	
	Tuyau 16	240	2,606	
Nœud 27	Tuyau 30	170	1,846	4,58
	Tuyau 31	600	6,515	
	Tuyau 34	74	0,804	
Nœud 28	Tuyau 34	74	0,804	2,61
	Tuyau 35	199	2,161	
	Tuyau 38	208	2,259	
Nœud 29	Tuyau 37	225	2,443	3,87
	Tuyau 38	208	2,259	
	Tuyau 20	280	3,041	
Nœud 30	Tuyau 36	273	2,965	2,7
	Tuyau 37	225	2,443	
Nœud 31	Tuyau 35	199	2,161	2,56
	Tuyau 36	273	2,965	
Nœud 33	Tuyau 41	230	2,498	3,24
	Tuyau 45	366	3,974	
Nœud 34	Tuyau 41	230	2,498	3,01
	Tuyau 42	92	0,999	
	Tuyau 49	232	2,519	

Suite **Tableau N°5-01** :

Nœud 35	Tuyau 42	92	0,999	2,58
	Tuyau 43	383	4,159	
Nœud 36	Tuyau 43	383	4,159	3,21
	Tuyau 50	208	2,259	
Nœud 38	Tuyau 50	208	2,259	3,19
	Tuyau 47	380	4,126	
Nœud 39	Tuyau 46	360	3,909	5,28
	Tuyau 47	380	4,126	
	Tuyau 49	232	2,519	
Nœud 40	Tuyau 45	366	3,974	3,94
	Tuyau 46	360	3,909	
Nœud 10	Tuyau 15	100	1,086	1,85
	Tuyau 16	240	2,606	
Nœud 13	Tuyau 21	268	2,91	3,98
	Tuyau 22	215	2,335	
	Tuyau 23	250	2,715	
Nœud 18	Tuyau 39	150	1,629	2,99
	Tuyau 40	400	4,344	
Nœud 19	Tuyau 40	400	4,344	2,71
	Tuyau 44	100	1,086	
<b>Total</b>				<b>123,73</b>

5.3.2- Calcul des paramètres hydrauliques :

Pour le calcul des paramètres hydrauliques on doit passer par une distribution arbitraire du débit, cette étape nous permet de d'estimer le débit passant par chaque conduite. Avec ce débit on va donner un diamètre à la conduite qu'on vérifiera après le lancement de la simulation sur « Epanet ».

Les résultats de la simulation sont groupés dans les tableaux N°5-02 et N°5-03.

**Tableau N°5-02** : Etat des nœuds

	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Cas de pointe	Cas de pointe+incendie
			Pression (m.c.e)	pression (m.c.e)
Noeud 2	145	3,81	33,16	30,8
Noeud 3	113	3,09	48,8	45,52
Noeud 4	106	3,26	44,88	40,02

Suite Tableau N°5-02 :

Noeud 6	109	5,9	42,26	46,38
Noeud 7	111	4,64	24,26	20,06
Noeud 8	129	3,07	30,22	40,76
Noeud 9	142	2,54	29,87	27,67
Noeud 11	98	2,42	32,94	27,01
Noeud 12	108	3,67	30,59	26,72
Noeud 14	80	5,04	46,87	25,88
Noeud 15	72	4,27	33,91	32,92
Noeud 16	50	4,5	34,83	30,1
Noeud 17	50	5,27	40,16	36,17
Noeud 21	96	2,4	33,88	32,85
Noeud 22	107	18,76	23,66	23,22
Noeud 23	103	1,85	30,08	29,31
Noeud 24	73	4,61	33,5	33,49
Noeud 25	81	4,03	23,01	32,39
Noeud 26	63	5,23	33,18	30,38
Noeud 27	60	4,58	34,95	26,96
Noeud 28	62	2,61	40,3	45,16
Noeud 29	87	3,87	25,32	30,19
Noeud 30	90	2,7	22,18	37,05
Noeud 31	65	2,56	37,14	26,01
Noeud 33	63	3,24	30,87	30,87
Noeud 34	60	3,01	34,06	34,06
Noeud 35	61	2,58	33,48	33,48
Noeud 36	58	3,21	36,14	36,14
Noeud 38	44	3,19	49,55	40,75
Noeud 39	43	5,28	35,82	30,83
Noeud 40	65	3,94	28,8	28,8
Noeud 10	55	1,85	45,04	41,19
Noeud 13	126	3,98	35,91	43,42
Noeud 18	130	2,99	34,24	30,59
Noeud 19	147	2,71	25,58	22,93

**Tableau N°5-03 : Etat des conduites**

	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Cas de pointe		Cas de pointe + incendie	
			Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	315	200	42,08	1,34	71,44	1,35
Tuyau 2	200	140	6,68	0,43	7,7	0,5
Tuyau 3	370	80	3,59	0,71	4,61	1,92
Tuyau 6	413	140	17,93	1,16	35,29	1,29
Tuyau 8	115	150	11,45	0,65	40,46	1,03
Tuyau 9	200	140	3,53	0,32	3,45	0,51
Tuyau 13	230	40	0,56	0,44	0,91	0,73
Tuyau 14	446	125	4,23	0,34	4,58	0,37
Tuyau 17	529	125	5,71	0,47	5,72	0,47
Tuyau 18	258	63	1,44	0,46	1,45	0,47
Tuyau 19	570	125	3,06	0,35	3,05	0,37
Tuyau 25	160	225	57,13	1,44	194,12	1,89
Tuyau 26	225	150	21,77	1,23	50,95	1,71
Tuyau 27	115	150	19,92	1,13	49,1	1,78
Tuyau 28	100	160	33,6	1,67	124,41	1,19
Tuyau 29	62	150	20,17	1,14	8,65	0,49
Tuyau 30	170	125	6,94	0,57	2,37	0,61
Tuyau 31	600	90	1,64	0,36	3,28	0,52
Tuyau 32	124	150	6,13	0,35	11,01	0,62
Tuyau 33	510	150	9,2	0,52	15,05	0,85
Tuyau 34	74	40	0,72	0,57	1,07	0,85
Tuyau 35	199	40	0,16	0,31	0,16	0,44
Tuyau 36	273	150	2,4	0,54	2,4	0,74
Tuyau 37	225	150	5,1	0,3	5,1	0,41
Tuyau 38	208	150	2,05	0,33	1,7	0,34
Tuyau 41	230	150	5,89	0,33	5,89	0,33
Tuyau 42	92	150	15,62	0,88	15,62	0,88
Tuyau 43	383	150	6,25	0,35	6,25	0,35
Tuyau 45	366	150	2,65	0,93	2,65	1,2
Tuyau 46	360	150	1,29	1,17	1,29	1,5
Tuyau 47	380	40	0,15	0,51	0,15	0,62
Tuyau 49	232	150	6,72	0,38	6,72	0,38
Tuyau 50	208	90	3,04	0,48	3,04	0,48
Tuyau 51	241	150	24,45	1,38	24,45	1,38
Tuyau 11	100	150	18,38	1,04	18,44	1,04
Tuyau 12	300	110	7,63	0,8	7,68	0,81
Tuyau 15	100	40	0,7	0,56	0,64	0,51
Tuyau 16	240	75	2,55	0,58	2,49	0,56
Tuyau 20	280	125	11,02	0,9	10,67	0,87

Suite **Tableau N°5-03** :

Tuyau 21	268	75	0,99	0,41	0,91	0,49
Tuyau 22	215	63	1,86	0,6	1,51	0,48
Tuyau 23	250	125	4,85	0,4	4,57	0,37
Tuyau 24	294	125	20,32	1,66	49,68	4,05
Tuyau 39	150	150	7,96	0,45	18,94	1,07
Tuyau 40	400	125	10,95	0,89	21,93	1,79
Tuyau 44	100	125	13,66	1,11	24,64	2,01
Tuyau 48	230	40	0,33	0,37	1,35	1,07

5.4- Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons proposé un nouveau réseau d'alimentation en eau potable de type étagé alimenté par trois réservoirs :

- La zone 1 : alimentée par le réservoir un nouveau réservoir qu'on dimensionnera dans le chapitre « réservoirs »
- La zone 2 : alimentée par le réservoir 1000m<sup>3</sup>
- La zone 3 : alimentée par le réservoir 400m<sup>3</sup>

Nous avons aussi pu régler le problème des pressions et le manque de débit.

### 6.1- Introduction:

Le réservoir est un ouvrage principal dans un schéma hydraulique. Ce dernier doit pouvoir contenir l'eau destinée à l'alimentation de l'agglomération et satisfaire la continuité de la distribution en cas de panne dans le système de refoulement ou isolation de la conduite d'arrivée pour travaux ou risque de coupure de courant qui va interrompre le fonctionnement des pompes. Dans ce chapitre on va vérifier si la capacité des réservoirs actuels satisfait les besoins pour l'horizon 2035.

### 6.2- Rôle des réservoirs :

Les réservoirs sont les organes de stockage. Dans les réseaux ils permettent alors de :

- Régulariser entre les débits de production et les débits de consommations.
- lutter contre les imprévus qui peuvent survenir lors de distribution tel que les incidents qui peuvent toucher les équipements, les coupures d'électricité, l'arrêt des pompes, la pollution et contamination de la source...
- Maintenir l'alimentation en eau grâce au volume stocké pour une période de 12h au minimum, autrement dit, ils jouent un rôle principale dans la sécurité d'approvisionnement.
- Assurer un pompage avec un débit constant bien que la consommation journalière présente de multiples fluctuations et ceci dans le cadre des systèmes d'alimentation en eau potable à réservoir de tête.
- Préserver la réserve d'incendie au niveau de la cuve du réservoir.
- Jouer le rôle d'un brise charge dans le cas d'un système étagé ce qui permet de diminuer les pression dans les points les plus bas sans avoir à utiliser des vannes réductrice de pression.

### 6.3- Emplacement des réservoirs :

Les réservoirs doivent obéir à certaines règles d'emplacement afin qu'ils puissent remplir leurs taches efficacement mais ces règles doivent obligatoirement être confirmées par l'étude technico-économique. On peut ajouter à ce qui a été dit ce qui suit :

- En premier lieu la cote du radier doit toujours être supérieure à la cote piézométrique du point le plus défavorable donc a la plus haute cote piézométrique imposée au réseau afin de garantir une pression minimale admissible en ce point.
- L'emplacement du réservoir doit satisfaire tout les abonnés en pression suffisante.
- Dans le cas d'un terrain plat et si l'étude technico-économique le permet, il est préférable qu'un réservoir surélevé (château d'eau) soit le plus près du centre de gravité de l'agglomération afin de garantir des pressions suffisantes avec une faible hauteur du château.
- Dans le cas d'un terrain accidenté, on opte pour un réservoir au sol qui va assurer les pressions nécessaires aux abonnés.

- Dans le choix de l'emplacement on opte toujours pour celui qui favorise l'alimentation gravitaire du réseau.[7]

#### 6.4- Types de réservoirs :

Les réservoirs sont classés suivant leurs positions par rapport au sol de la manière suivante :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés ou château d'eau.

Ces réservoirs peuvent être construits découverts ou au contraire munis d'une couverture en coupole ou en dalle plate. Les réservoirs peuvent être simples ou complexes et formés de plusieurs cellules mêmes superposées. La forme en plan peut être quelconque. Cependant la plupart du temps, les petits réservoirs se font carrés ou rectangulaires, mais la forme circulaire est moins coûteuse. Et lorsque les moyens d'exécution le permettent, on réalise des réservoirs de forme tronconique et cylindro-tronconique à la place des réservoirs cylindriques de grand volume. Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie ou en acier pour de petites capacités; mais de nos jours, la plupart des réservoirs sont réalisés en béton armé ou en béton précontraint.[8]

#### 6.5- Calcul de la capacité du réservoir :

Le calcul de la capacité d'un réservoir doit se faire en se basant sur les besoins futurs de l'agglomération, en tenant compte bien sur du jour de la plus forte consommation. Il existe deux méthodes qui peuvent être appliquées :

- La méthode graphique.
- La méthode analytique.

##### *6.5.1- La méthode graphique :*

Cette méthode est basée sur le traçage de la courbe de consommation journalière et celle de l'apport du débit pompé ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| (\%)$$

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} (m^3)$$

On ajoutant la réserve d'incendie on obtient :



$$V_t = V_r + V_{inc} \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

- $V_t$  : le volume total du réservoir (m<sup>3</sup>)
- $V_r$  : le volume de régulation (m<sup>3</sup>)
- $V_{inc}$  : la réserve d'incendie estimée à 120 m<sup>3</sup>

#### 6.5.2- Méthode analytique :

La méthode suivante tient compte aussi des débits de consommation et des débits d'apport pour chaque heure de la journée, donc pour ce calcul on aura besoin de la répartition horaire de la consommation (les coefficients de variation horaire) ainsi que la variation du régime de pompage qui est limité à 20 heures d'apport par jour. Par la suite le volume sera déduit à partir des résidus entre le cumul d'apport et de consommation pour chaque heure de la journée.

Le volume utile sera calculé par la formule suivante :

$$V_u = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

- $V_u$  : volume utile du réservoir (m<sup>3</sup>)
- $a$  : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{max,j}$  : le débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume utile :

$$V_t = V_r + V_{inc} \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

- $V_t$  : le volume total du réservoir (m<sup>3</sup>)
- $V_r$  : le volume de régulation (m<sup>3</sup>)
- $V_{inc}$  : la réserve d'incendie estimée à 120 m<sup>3</sup>.

### 6.6- Calcul de la suffisance des réservoirs avec le nouveau tracé :

#### 6.6.1 : estimation du débit nécessaire pour chaque étage :

Vu qu'on ne dispose pas de la densité de population afin d'estimer les besoins de chaque zone séparément on va estimer le débit maximum journalier par rapport au linéaire totale du réseau actuel.

Rappelons que : le  $Q_{max,j}$  est de 7079.8 m<sup>3</sup>/j et le linéaire total donnant le débit en route est de : 11394m.

On obtiendra donc les résultats regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau N°6-01** : débit maximum journalier de chaque zone.

Zone	1	2	3
linéaire (m)	1818	7242	2334
Débit (m <sup>3</sup> /j)	1129,84	4500	1450

6.6.2- Capacité nécessaire pour chaque zone:

Dans ce qui suit on va calculer le volume nécessaire pour stocker l'eau et satisfaire les besoins des différentes zones.

**6.6.2.1- calcul de la suffisance du RV 400m<sup>3</sup> :**

Le tableau suivant représente les coefficients d'apport et de consommation pour le réservoir 400m<sup>3</sup>.

**Tableau N°6-02** : Variation des débits horaires pour le réservoir 400m<sup>3</sup>

heure	consommation d'eau (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Reste de l'eau dans le réservoir (%)
0--1	1,5	4,17	2,67		8,85
1--2	1,5	4,17	2,67		11,52
2--3	1,5	4,17	2,67		14,19
3--4	1,5	4,17	2,67		16,86
4--5	2,5	4,17	1,67		18,53
5--6	3,5	4,17	0,67		<b>19,2</b>
6--7	4,5	4,17		0,33	18,87
7--8	5,5	4,17		1,33	17,54
8--9	6,25	4,17		2,08	15,46
9--10	6,25	4,17		2,08	13,38
10--11	6,25	4,17		2,08	11,3
11--12	6,25	4,17		2,08	9,22
12--13	5	4,17		0,83	8,39
13--14	5	4,17		0,83	7,56
14--15	5,5	4,17		1,33	6,23
15--16	6	4,17		1,83	4,4
16--17	6	4,17		1,83	2,57
17--18	5,5	4,17		1,33	1,24
18--19	5	4,17		0,83	0,41
19--20	4,5	4,17		0,33	0
20--21	4	4,17	0,17		0,17
21--22	3	4,17	1,17		1,34
22--23	2	4,17	2,17		3,51
23--24	1,5	4,17	2,67		6,18

- Détermination de la valeur de « a » :

On commence le calcul en choisissant une valeur déficitaire en lui attribuant la valeur zéro puis on fait l'addition des coefficients suivant le long de la colonne avec une valeur négative pour le déficit et une valeur positive pour le surplus. L'écart entre la valeur max que le réservoir doit contenir et la valeur minimale qui doit assurer représente le « a ».

D'après le tableau on constate que pour notre cas la valeur de « a » est de 19.2%

Le volume utile est donc :

$$V_u = \frac{19.2 * 1450}{100} = 278,4 (m^3)$$

On ajoutant la réserve d'incendie on obtient :

$$V_t = 278,4 + 120 = 398,4 m^3 \rightarrow 400 m^3$$

On normalise à 400m<sup>3</sup> on déduit alors que le réservoir actuel est suffisant.

#### 6.6.2.2- calcul de la suffisance du RV 1000m<sup>3</sup> :

De même pour le réservoir principal de 1000 m<sup>3</sup> on va utiliser la méthode analytique pour calculer sa suffisance pour l'horizon 2035.

**Tableau N°6-03** : Variation des débits horaires pour le réservoir 1000m<sup>3</sup>

Heure	consommation d'eau (%)	Apport (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Reste de l'eau dans le réservoir (%)
0--1	1,5	0	-1,5		8,5
1--2	1,5	0	-1,5		7
2--3	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		3
13--14	5	5	0		3
14--15	5,5	5	-0,5		2,5
15--16	6	5	-1		1,5
16--17	6	5	-1		0,5

Réservoir d'alimentation en eau potable

17--18	5,5	5	-0,5		0
18--19	5	5	0		0
19--20	4,5	5		0,5	0,5
20--21	4	5		1	1,5
21--22	3	5		2	3,5
22--23	2	5		3	6,5
23--24	1,5	5		3,5	10
	100	100	0		

D'après le tableau on constate que pour notre cas la valeur de « a » est de 10 %

Le volume utile est donc :

$$V_u = \frac{10 * 4500}{100} = 450 (m^3)$$

En ajoutant la réserve d'incendie on obtient :

$$V_t = 450 + 120 = 570 m^3$$

En prenant en considération que ce réservoir alimente le RV 400m<sup>3</sup> on doit ajouter ce volume au volume calculé on obtient :

$$V_{tot} = 570 + 400 = 970 m^3, \text{ on normalisant on obtient } 1000 m^3$$

Le volume normalisé pour ce réservoir est de 1000m<sup>3</sup> on constate donc que sa capacité est suffisante pour les besoins à l'horizon 2035 et peut alimenter l'étage (2).

**6.6.2.3- Calcul de la capacité du réservoir projeté qui doit alimenter la zone (1):**

Pour le réservoir projeté on va aussi utiliser la méthode analytique pour calculer la capacité qui doit suffire pour l'horizon 2035.

**Tableau N°6-04 : Variation des débits horaires du réservoir projeté**

heure	consommation d'eau (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Reste de l'eau dans le réservoir (%)
0--1	1,5	4,17	2,67		8,85
1--2	1,5	4,17	2,67		11,52
2--3	1,5	4,17	2,67		14,19
3--4	1,5	4,17	2,67		16,86
4--5	2,5	4,17	1,67		18,53
5--6	3,5	4,17	0,67		<b>19,2</b>
6--7	4,5	4,17		0,33	18,87
7--8	5,5	4,17		1,33	17,54
8--9	6,25	4,17		2,08	15,46

Réservoir d'alimentation en eau potable

9--10	6,25	4,17		2,08	13,38
10--11	6,25	4,17		2,08	11,3
11--12	6,25	4,17		2,08	9,22
12--13	5	4,17		0,83	8,39
13--14	5	4,17		0,83	7,56
14--15	5,5	4,17		1,33	6,23
15--16	6	4,17		1,83	4,4
16--17	6	4,17		1,83	2,57
17--18	5,5	4,17		1,33	1,24
18--19	5	4,17		0,83	0,41
19--20	4,5	4,17		0,33	0
20--21	4	4,17	0,17		0,17
21--22	3	4,17	1,17		1,34
22--23	2	4,17	2,17		3,51
23--24	1,5	4,17	2,67		6,18
Total	100	100			

On obtient :

$$V_u = \frac{19.2 * 1129,8}{100} = 216.92 \text{ m}^3$$

En ajoutant la réserve d'incendie on aura :

$$V = 216,92 + 120 = 336,92 \text{ m}^3$$

En tenant compte de l'alimentation du RV 1000 on ajoute 1000m<sup>3</sup> au volume calculé ce qui nous donne :

$$V_{\text{tot}} = 336,92 + 1000 = 1336,92 \text{ m}^3, \text{ on normalisant on obtient } \mathbf{1500 \text{ m}^3}.$$

#### 6.7- Les équipements du réservoir :

##### *6.7.1- Les équipements hydrauliques :*

Les canalisations intérieures du château d'eau sont en acier inox, à brides boulonnées. Leur diamètre est souvent réduit par rapport à celui des conduites extérieures enterrées qui aboutissent à l'ouvrage. L'économie et le plus faible poids des pièces à manipuler compensent les pertes de charges accumulées sur quelques dizaines de mètres de canalisations. Elles sont revêtues d'époxy, ou métallisées et peintes ensuite, ou encore plastifiées à chaud.

Tous les équipements hydrauliques utilisés à l'intérieur de la cuve détiennent l'attestation de conformité sanitaire délivrées par les laboratoires agréés par le Ministère de la Santé.

- *La conduite d'amenée d'eau* : elle traverse la cuve jusqu'au-dessus du niveau de trop-plein et l'alimente par jet à l'air libre. Parfois, pour éviter que la perte d'acide carbonique libre provoquée par cette aération rende l'eau incrustante, la conduite d'amenée est prolongée jusqu'au fond de la cuve. Une vanne commandée soit par flotteur, soit électriquement ou hydrauliquement, obture la canalisation quand le niveau de trop-plein est atteint.
- *La conduite de distribution d'eau* : elle puise l'eau dans une cunette au fond de la cuve, à travers une crépine. Son diamètre est souvent plus important que celui de la conduite d'amenée, compte tenu des débits de pointe qu'elle doit véhiculer.
- *Vanne d'isolement* : les canalisations d'alimentation et de distribution comportent une vanne d'isolement après leur pénétration dans la cuve. Elles sont équipées d'un compteur ou d'un débitmètre électromagnétique, qui enregistrent le diagramme de leur débit ; un comptage spécial, dimensionné pour les faibles débits, installé en *by-pass* du compteur principal de la conduite.
- *La canalisation de trop-plein* : elle évacue à l'égout, au fossé ou au cours d'eau le plus proche, le débit de débordement en cas de défection de la vanne automatique de fermeture de la conduite d'alimentation. La conduite de vidange la rejoint sous la cuve.
- *Clapet anti-retour* : placé au niveau de la conduite d'amenée, il évite que l'eau s'écoule dans le sens contraire de l'alimentation du château dans le cas d'une panne ou autre.

#### 5.7.2- Les équipements de sécurité :

Les réservoirs surélevés ont une hauteur souvent supérieure à la dizaine de mètres. Donc l'accès à la cuve et aux différents organes de fonctionnement nécessaires à la distribution d'eau potable exige des équipements qui soient fonctionnels et sécuritaires. Dans le cas du réservoir sur tour, les différents équipements de sécurité se répartissent sur toute la hauteur du réservoir.

- *Porte d'accès* : cette ouverture permet l'accès au réservoir. Elle est, en général, métallique et elle empêche toute intrusion étrangère animale ou humaine à l'intérieur du château d'eau.
- *Escalier hélicoïdale* : c'est l'élément qui permet d'accéder du plancher bas à la sous face de cuve. Il est constitué d'un poteau central rond, sur lequel sont encastrées les marches. L'escalier peut être en béton ou métallique. Les garde-corps qui sont le dispositif pour empêcher la chute lors de la montée de l'escalier, doivent avoir une hauteur minimale de 1 m. A la place de cet escalier, on peut trouver d'autres moyens d'accès tel que des escaliers droits ou des échelles avec crinoline donnant sur des paliers intermédiaires espacés régulièrement sur la hauteur du fût.

- *Fenêtre d'éclairage* : ce dispositif permet l'éclairage naturel de l'intérieur du fût. Il est généralement constitué de pavé ou de carreaux de verre.
- *Echelle de cheminée, échelle de cuve et échelle d'accès à la coupole* : ces éléments sont des moyens d'accès à différentes parties de la cuve, en inox ou en résine, selon les normes en vigueur, et équipés d'un rail de sécurité ou d'une crinoline pour éviter les chutes. Ces échelles peuvent être aussi munies d'une canne d'accès permettant l'accès en toute sécurité à leur palier d'arrivée respectif.
- *Capot d'obturation en tête de cheminée* : ce dispositif concerne la sécurisation de la cheminée de cuve par la présence d'une plate-forme en caillebotis en tête de cheminée équipée de petites rambardes latérales sur la cheminée afin de prévenir d'une chute dans la cuve. Cette plate-forme comporte une trappe rabattable permettant une utilisation sécurisée de l'échelle de cheminée.
- *Campanile d'accès à la coupole* : cet équipement permet l'accès de la cuve à la coupole via une trappe. Elle est également pourvue de chatières, qui permettent la ventilation dans la cuve, et évitent la condensation en sous-face de coupole. Ces orifices d'aération sont pourvus de grillages et de moustiquaires. S'ils ne sont pas sur le campanile, ils peuvent être placés directement sur la coupole.
- *Garde-corps de la coupole* : ce dispositif sécuritaire est placé sur le campanile, si la pente de la coupole est trop accentuée pour pouvoir y circuler. Sinon, il peut être sur l'acrotère de rive de la toiture, afin d'éviter tout risque de chute. Il est métallique, et mesure 1 m de haut minimum.
- *Étanchéité intérieure de la cuve* : les ouvrages sont classés selon le principe de réalisation de leur étanchéité.
- *Étanchéité extérieure de la coupole* : elle est constituée d'un revêtement bicouche bitumineux ou d'un revêtement à base de liant hydraulique. Elle a pour but d'isoler la structure de la coupole des agents agressifs extérieurs, et ainsi éviter toute infiltration de ces éléments agressifs à l'intérieur de la cuve.

Réservoir d'alimentation en eau potable

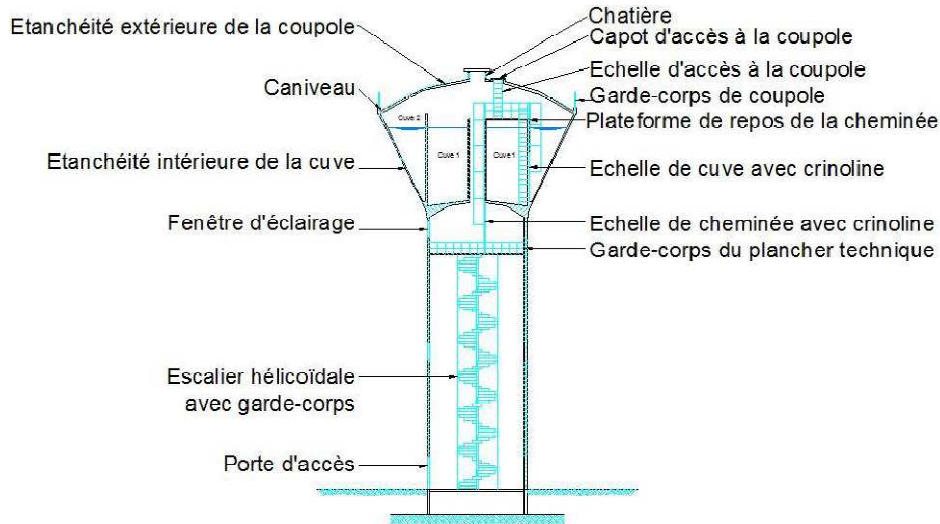


Figure N°6-01: équipements de sécurité

6.8- Diagnostic génie-civil des réservoirs existants :

Comme il a été cité au premier chapitre, le chef lieu de la commune de Attatba compte deux réservoirs. Leurs diagnostics du point de vue génie-civil sera présenté dans ce qui suit.

Tableau N°6-05 : Diagnostic génie-civil du réservoir 1000 m<sup>3</sup>

	Eléments	Anomalies	Descriptions	Recommandations
Réservoir	Génie civil	Détérioration	Il y a une grande dégradation (effritement) du béton sur la face extérieure du voile	Procéder au picage jusqu'au béton sain, puis nettoyage et soufflage de ces surfaces dégradés ensuite la charger avec du mortier de ciment
		Fuite d'eau	Il y a une fuite d'eau a travers des petites fissures	Procéder au nettoyage, picage de cette fissure, puis la charger avec de béton, et enfin mettre la couche d'enduit étanche de type SIKA, ou GRANITEXE
	Enduit intérieur	Inexistant	Pas d'enduit intérieur	Mettre l'enduit intérieur
	Enduit extérieur	Mauvais état	L'enduit extérieur est en mauvais état	Remettre une nouvelle couche d'enduit extérieur
	Peinture extérieur	Mauvais état	Peinture en Mauvais état	Repeindre le réservoir a l'extérieur



	<b>Etanchéité de la toiture</b>	Mauvais état	L'étanchéité existe mais elle ancienne, d'où le décollement de certaines de ces couches	Décaper cette ancienne couche, et mettre en place une nouvelle couche d'étanchéité sur la coupole du réservoir (goudron + pax alumine)
<b>Éléments du réservoir</b>	<b>Trappe</b>	Corrosion	Trappe totalement rouillée	Mettre une nouvelle trappe ronde de 50cm de diamètre
	<b>Echelle intérieure</b>	Corrosion	Echelle totalement rouillée	Mettre une nouvelle échelle (en acier galvanisé)
	<b>Echelle extérieure</b>	Inexistant	Pas d'échelle extérieure	Mettre une échelle extérieure (en acier galvanisé)
<b>Chambre des vannes A</b>	<b>Génie civil</b>	Détérioration	Il y a une grande dégradation (effritement) du béton sur la face extérieure du voile	Procéder au picage jusqu'au béton sain, puis nettoyage et soufflage de ces surfaces dégradés ensuite la charger avec du mortier de ciment
	<b>Peinture extérieur</b>	Mauvais état	Peinture en Mauvais état	Repeindre la chambre des vannes à l'extérieur
	<b>Trappe</b>	Corrosion	Trappe totalement rouillée	Mettre une nouvelle trappe De (0,7 x0,7)m
<b>Chambre des vannes B</b>	<b>Trappe</b>	Corrosion	Trappe totalement rouillée	Mettre une nouvelle trappe De (0,7 x0,7)m
<b>Autres</b>	<b>Clôture</b>	Inexistante	Pas de clôture pour protection du réservoir	Mettre en place une clôture (en poteaux, poutres et parpaings comme l'actuelle avec un portail pour entrer au réservoir)
	<b>Eclairage</b>	Inexistant	Pas d'éclairage	Mettre en place l'éclairage

De même pour le réservoir RV400m<sup>3</sup> le tableau N°6-06 présente une description générale de son état :

**Tableau N°6-06 : Diagnostic génie-civil du réservoir 400m<sup>3</sup>**

	<b>Eléments</b>	<b>Anomalies</b>	<b>Descriptions</b>	<b>Recommandations</b>
<b>Réservoir</b>	<b>Enduit intérieur et extérieur</b>	Inexistant	Pas d'enduit intérieur et extérieur	Mettre l'enduit à l'intérieur et à l'extérieur
	<b>Peinture extérieure</b>	Mauvais état	Peinture en Mauvais état	Repeindre le réservoir a l'extérieur
	<b>Etanchéité de la toiture</b>	Mauvais état	Le découlement de la couche de béton non armé de 15 cm et aussi la couche d'étanchéité (goudron+pax alumine)	Décaper les anciennes couches de béton non armé (15 cm) et de l'étanchéité puis nettoyage et soufflage de la coupole de réservoir, ensuite remettre en place une nouvelle couche de béton dosé a 350Kg/m <sup>3</sup> puis une nouvelle couche d'étanchéité sur la coupole du réservoir (goudron pax alumine)
<b>Eléments du réservoir</b>	<b>Trappe</b>	Inexistante	Pas de trappe de réservoir	Mettre une nouvelle (1,1 x 1,1) m
	<b>Echelle intérieure</b>	Corrosion	Echelle totalement rouillée	Mettre une nouvelle échelle (en acier galvanisé)
	<b>Echelle extérieure</b>	Inexistant	Pas d'échelle extérieure	Mettre une échelle extérieure (en acier galvanisé)
<b>Chambre des vannes</b>	<b>Enduit intérieur et extérieur</b>	Inexistant	Pas d'enduit intérieur et extérieur	Mettre l'enduit à l'intérieur et à l'extérieur
	<b>Peinture intérieure et extérieure</b>	Mauvais état	Peinture en Mauvais état	Repeindre la chambre des vannes à l'intérieur et à l'extérieur
	<b>Porte</b>	Corrosion	Porte totalement rouillée	Mettre une nouvelle porte de (1,1x2,2) m

	<b>Echelle intérieure</b>	Corrosion	Echelle totalement rouillée	Mettre une nouvelle échelle (en acier galvanisé)
<b>Autres</b>	<b>Clôture</b>	Inexistante	Pas de clôture pour protection du réservoir	Mettre en place une clôture (en poteaux, poutres et parpaings comme l'actuelle avec un portail pour entrer au réservoir)
	<b>Eclairage</b>	Inexistant	Pas d'éclairage	Mettre en place l'éclairage

6.9- Conclusion :

Grace au calcul des besoins à l'horizon 2035 nous avons pu estimer le volume du réservoir projeté qui est de 1500m<sup>3</sup>. Ce dernier va alimenter l'étage supérieur du chef lieu ainsi que le réservoir existant de 1000m<sup>3</sup>.

### 7.1- Introduction:

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées. Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires utilisés sur nos conduites.

### 7.2- Pose de canalisation :

#### *7.2.1- Principe de pose des canalisations :*

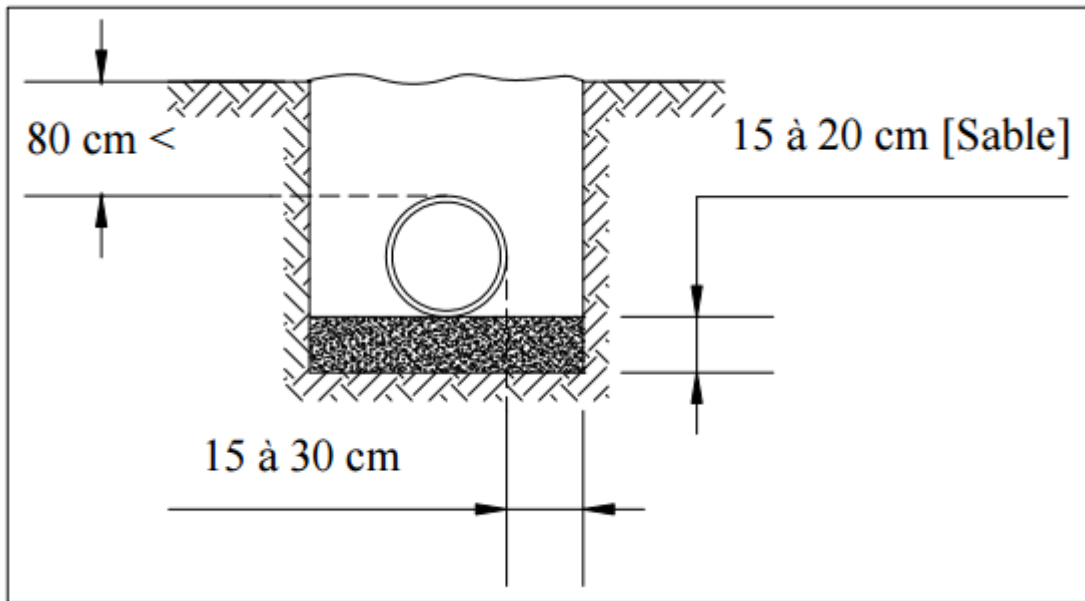
Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux 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. L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

#### *7.2.2- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :*

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durée 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.



### 7.2.3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

- Cas d'un terrain peu consistant : Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.
- Cas d'un terrain mouillé : Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

### 7.3- Accessoires du réseau :

#### 7.3.1- Rôle des accessoires :

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.

#### 7.3.2- Vannes de sectionnement :

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon. Elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive. Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau. Il existe plusieurs types de vannes qui

- Les vannes d'isolement : Permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue de types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.
- Les vannes à clapets de non-retour : Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.[9]

#### 7.3.3- Ventouses :

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau. Si de l'air s'accumule a cet endroit le niveau d'eau descend et la bille également, l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges. On peut dire donc que le rôle de la ventouse est de laisser l'air s'échapper aux points hauts, Il existe deux types de ventouse :

- Ventouse simple.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.

#### 7.3.4- Vidange :

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

#### 7.3.5- Clapet anti retour :

Cet accessoire permet de contrôler le sens de circulation d'un fluide quelconque. Il permet le passage d'un liquide, d'un gaz ou d'air comprimé dans un sens et bloque le flux si celui-ci venait à s'inverser.

#### 7.3.6- Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

On peut citer ce qui suit :

- **Coude :**  
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.
- **Cône :**  
Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.
- **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.
- **Joints :**  
En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).
- **By-pass :**  
Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ; remplir à débit réduit la conduite avant sa mise en service et aussi pour relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

### 7.3.7- Organes de mesure :

#### 7.3.7.1- Mesure de débit :

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.[10]

Dans un réseau il existe certain accessoires qui permettent de jouer sur la valeur du débit on peut citer les suivants :

- **Le diaphragme :**  
Le diaphragme consiste en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.
- **Les venturis :**  
La configuration du venturi est sous forme de deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent à l'usure

et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

- La tuyère :

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

### 7.3.7.2- Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans une usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- Manomètres à soufflet :

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon. Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

### 7.4- Conclusion :

La pose des canalisations dépend généralement de la nature du terrain pour notre cas c'est un terrain normale donc il n'y a pas de conditions de poses exceptionnelles, Les accessoires qu'on va utiliser sont :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites.
- Les vidanges aux points bas pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites.
- Les robinets-vannes pour isoler le tronçon à entretenir.
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- Les clapets anti-retour.
- Les manchons et joints pour le montage et le démontage des différents accessoires.



### 8.1- Introduction :

Ce chapitre vise principalement à organiser les travaux du chantier de réalisation de ce projet.

### 8.2- Organisation de chantier :

L'organisation de chantier représente une étape très importante dont elle est caractérisée par les étapes suivantes :

#### *8.2.1- Excavation des tranchées :*

Cette opération se divise en deux étapes

##### **8.2.1.1- Enlèvement de la couche végétale :**

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

##### **8.2.1.2- Le déblai :**

Selon les caractéristiques du terrain, le déblai sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que : La profondeur de la tranchée « Htr » La largeur de la tranchée « b

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour une pelle mécanique.

##### **8.2.1.3- La profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$Htr=D+h+h1$$

Avec :

- Htr : 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. Nous prenons : h=1 m.
- h1 : épaisseur du lit de pose de sable h1 = 0,15 m.

*Chapitre -8-  
Organisation de chantier*

---

D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D \text{ (7.2)}$$

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

$$b = D + 0,6 \text{ m}$$

- Volume à excaver :

$$V_D = St.L = (b.H_{tr}).L$$

Avec :

- Vd : Volume du déblai (m<sup>3</sup>)
- St : La section de tranchée (m<sup>2</sup>).
- L : La longueur de tranchée (m).

Les calculs des déblais sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau N°8-01 : volume des déblais**

D(mm)	L(m)	b(m)	H tr (m)	St (m <sup>2</sup> )	Vd (m <sup>3</sup> )
200	315	0,8	1,35	1,08	340,20
140	200	0,74	1,29	0,95	190,92
80	370	0,68	1,23	0,84	309,47
140	413	0,74	1,29	0,95	394,25
150	115	0,75	1,30	0,98	112,13
140	200	0,74	1,29	0,95	190,92
40	230	0,64	1,19	0,76	175,17
125	446	0,725	1,28	0,92	412,27
125	529	0,725	1,28	0,92	488,99
63	258	0,663	1,21	0,80	207,49
125	570	0,725	1,28	0,92	526,89
225	160	0,825	1,38	1,13	181,50
150	225	0,75	1,30	0,98	219,38
150	115	0,75	1,30	0,98	112,13
160	100	0,76	1,31	1,00	99,56
150	62	0,75	1,30	0,98	60,45
125	170	0,725	1,28	0,92	157,14
90	600	0,69	1,24	0,86	513,36
150	124	0,75	1,30	0,98	120,90
150	510	0,75	1,30	0,98	497,25
40	74	0,64	1,19	0,76	56,36
40	199	0,64	1,19	0,76	151,56
150	273	0,75	1,30	0,98	266,18

150	225	0,75	1,30	0,98	219,38
150	208	0,75	1,30	0,98	202,80
150	230	0,75	1,30	0,98	224,25
150	92	0,75	1,30	0,98	89,70
150	383	0,75	1,30	0,98	373,43
150	366	0,75	1,30	0,98	356,85
150	360	0,75	1,30	0,98	351,00
40	380	0,64	1,19	0,76	289,41
150	232	0,75	1,30	0,98	226,20
90	208	0,69	1,24	0,86	177,96
150	241	0,75	1,30	0,98	234,98
150	100	0,75	1,30	0,98	97,50
110	300	0,71	1,26	0,89	268,38
40	100	0,64	1,19	0,76	76,16
75	240	0,675	1,23	0,83	198,45
125	280	0,725	1,28	0,92	258,83
75	268	0,675	1,23	0,83	221,60
63	215	0,663	1,21	0,80	172,91
125	250	0,725	1,28	0,92	231,09
125	294	0,725	1,28	0,92	271,77
150	150	0,75	1,30	0,98	146,25
125	400	0,725	1,28	0,92	369,75
125	100	0,725	1,28	0,92	92,44
40	230	0,64	1,19	0,76	175,17
190	900	0,79	1,34	1,06	952,74
160	2940	0,76	1,31	1,00	2927,06
Total					14990,50

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de 14990,50 m<sup>3</sup>.

#### 8.2.1.4- Détermination de la capacité du godet :

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

**Tableau N°8-02:** Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

volume du terrassement par une pelle (m <sup>3</sup> )	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m <sup>3</sup> )	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m<sup>3</sup>, nous optons pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0.65 m<sup>3</sup>.

e- Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = (3600 * q * K_r * K_t) / (T_c * K_f)$$

Avec :

- q : capacité du godet 1.5m<sup>3</sup> .
- Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 ,nous prenons Kr = 0,8
- Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur:
- Kt = 0,7- 0,9 prenons Kt = 0,8
- Kf : coefficient de foisonnement du sol
- Kf = 1,2.
- Tc : la durée d'un cycle de remplissage du godet

$$T_c = (15-30)s, \text{ nous prenons } T_c = 20 \text{ s.}$$

D'où on trouve :  $R = 144 \text{ m}^3/\text{h}$

Si nous prenons une durée de travail de 8 heures par jour  $R_p = 1152 \text{ m}^3 / \text{j.}$

#### 8.2.1.4- Le volume des remblais :

Le volume des remblais est estimé à partir de la formule suivante:

$$VR = SR \cdot L$$

La surface de remblai est :

$$SR = SD - Sc - Ss$$

Avec :

- SD : surface du déblai (m<sup>2</sup>)
- Sc : surface de la conduite (m<sup>2</sup>)
- Ss : surface du lit de sable (m<sup>2</sup>)

Le tableau suivant regroupe les valeurs du remblai : (m<sup>2</sup>)

**Tableau N°8-03:** Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

D(mm)	L(m)	Sc (m <sup>2</sup> )	Ss (m <sup>2</sup> )	Sd (m <sup>2</sup> )	Sr (m <sup>2</sup> )	Vr (m <sup>3</sup> )
200	315	0,031	0,120	0,827	0,675	212,775
140	200	0,015	0,111	0,827	0,700	140,098
80	370	0,005	0,102	0,827	0,720	266,345
140	413	0,015	0,111	0,780	0,654	269,943
150	115	0,018	0,113	0,780	0,650	74,731
140	200	0,015	0,111	0,827	0,700	140,098

Suite Tableau N°8-03 :

40	230	0,001	0,096	0,827	0,73	167,812
125	446	0,012	0,109	0,924	0,803	358,298
125	529	0,012	0,109	0,924	0,803	424,977
63	258	0,003	0,099	1,19	1,087	280,558
125	570	0,012	0,109	1,19	1,069	609,321
225	160	0,04	0,124	0,827	0,663	106,142
150	225	0,018	0,113	0,827	0,697	156,76
150	115	0,018	0,113	0,78	0,65	74,731
160	100	0,02	0,114	0,895	0,761	76,05
150	62	0,018	0,113	0,895	0,764	47,395
125	170	0,012	0,109	0,78	0,659	112,027
90	600	0,006	0,104	0,827	0,717	430,21
150	124	0,018	0,113	0,78	0,65	80,58
150	510	0,018	0,113	0,78	0,65	331,417
40	74	0,001	0,096	0,78	0,683	50,523
40	199	0,001	0,096	1,08	0,983	195,566
150	273	0,018	0,113	0,924	0,794	216,82
150	225	0,018	0,113	0,895	0,764	171,998
150	208	0,018	0,113	0,827	0,697	144,916
150	230	0,018	0,113	0,827	0,697	160,244
150	92	0,018	0,113	0,895	0,764	70,328
150	383	0,018	0,113	0,827	0,697	266,841
150	366	0,018	0,113	0,827	0,697	254,997
150	360	0,018	0,113	0,78	0,65	233,942
40	380	0,001	0,096	0,924	0,827	314,305
150	232	0,018	0,113	0,895	0,764	177,35
90	208	0,006	0,104	0,78	0,67	139,389
150	241	0,018	0,113	0,827	0,697	167,908
150	100	0,018	0,113	0,78	0,65	64,984
110	300	0,009	0,107	0,78	0,664	199,2
40	100	0,001	0,096	0,78	0,683	68,274
75	240	0,004	0,101	0,78	0,674	161,84
125	280	0,012	0,109	0,827	0,706	197,641
75	268	0,004	0,101	0,78	0,674	180,722
63	215	0,003	0,099	0,895	0,792	170,287
125	250	0,012	0,109	0,924	0,803	200,84

Suite **Tableau N°8-03** :

125	294	0,012	0,109	0,827	0,706	207,523
150	150	0,018	0,113	0,78	0,65	97,476
125	400	0,012	0,109	0,827	0,706	282,344
125	100	0,012	0,109	0,996	0,875	87,458
40	230	0,001	0,096	0,78	0,683	157,031
<b>190</b>	<b>900</b>	<b>0,028</b>	<b>0,119</b>	<b>0,996</b>	<b>0,849</b>	<b>763,885</b>
<b>160</b>	<b>2940</b>	<b>0,02</b>	<b>0,114</b>	<b>0,827</b>	<b>0,693</b>	<b>2036,77</b>
Total	15950	0,664	5,32	41,978	35,994	11801,6

### 8.2.1.5- Le compactage :

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers. Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.

### 8.2.1.6- La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

Avec :

- V : volume du sol excavé (m<sup>3</sup>) .
- R<sub>p</sub> : capacité du godet en jour (m<sup>3</sup>/jour)

Application numérique :

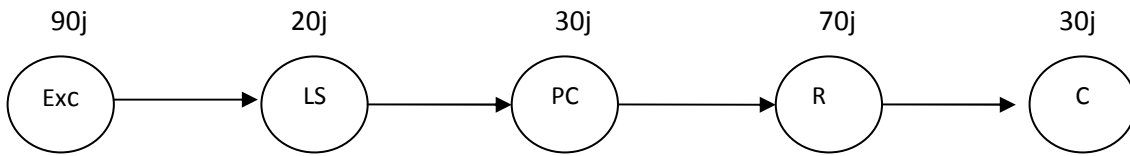
$$T = \frac{184504.12}{1152} = 160 \text{ jours} = 5 \text{ mois et } 10 \text{ jours}$$

Elaboration du réseau selon la méthode **CPM**

Les principales tâches sont:

- ✓ Excavation de la tranchée - Exc
- ✓ Lit de sable - LS
- ✓ Pose de conduite - PC
- ✓ Remblais - R
- ✓ Compactage - C

Donc le réseau a nœud de ces tache est représenté comme suit :



**Remarque :**

La durée totale du projet est de **240 jours**, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

8.2.2- Tarifs des travaux :

Le tableau suivant regroupe le prix unitaire de chaque tache ainsi que le prix total du projet :

**Tableau N°8-04 : Montant du projet**

Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Les déblais	m <sup>3</sup>	300	14 990,50	4 497 150
Le lit de sable	m <sup>3</sup>	150	84 852	12 727 861
Les conduites	ml	2500	10590,8	26477000
Les remblais	m <sup>3</sup>	300	11801,6	3 540 480
<b>Total</b>				<b>47 242 491</b>

**8.3- Conclusion :**

On à conclue à partir de ce travail que l’organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- Les engins à utiliser qui sont principalement l’angledozer, pelle, rouleau lisse.
- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 240 jours.
- Le coût total du projet qui est de 47 242 491 DA.

## CONCLUSION GENERALE :

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Ceci étant dans le but d'atteindre l'objectif principal qui est une alimentation en eau répondant aux besoins de la population.

Avant d'entamer un projet d'alimentation en eau potable il faut se renseigner sur plusieurs points importants qui touche l'agglomération à savoir ;

- Un bilan de la situation régnante dans la région ;
- La topographie ;
- Les ressources disponibles ;
- Ainsi que l'estimation des besoins futurs en eau.
- Les données concernant le réseau actuel (le trace, le linéaire...)

Cette étude d'alimentation en eau potable est faite pour l'horizon 2035, dont la population atteindra 20795 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de  $5423,8\text{m}^3/\text{j}$  d'eau à partir du réservoir Mouaz.

L'adduction à une longueur totale de 3840m, le premier tronçon est de 900,7 m ayant un diamètre de 190mm et les 2939,3 m restants avec un diamètre de 160mm.

L'étude de suffisance des réservoirs nous impose d'ajouter un nouveau réservoir d'une capacité de  $1500\text{m}^3$ .

L'étude propose un réseau maillé étagé sur trois zones alimentées comme suit :

- La première zone alimentée par le réservoir  $1500\text{m}^3$ .
- La deuxième zone alimentée par le réservoir  $1000\text{m}^3$ .
- La troisième zone alimentée par le réservoir  $400\text{m}^3$ .



Enfin, nous estimons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption.

## **Abréviation**

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement Urbain.

CPM : Critical Path Method (méthode du chemin critique)

## Annexe

Tableau N°01: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier :

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

## Références bibliographiques

[1] PDAU de Attatba.

[2] A. DUPONT Paris 1977« Hydraulique urbaine », Tome II édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.

[3] M. CARLIER Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289

[4] Moteur de recherche : <http://www.wikiwater.fr/e46-la-construction-de-reseaux.html>

[5] SALAH.B : polycopié d'Alimentation en Eau Potable, ENSH 1994

[7] SARRE.I : Projet de fin d'étude élaboration de programmes de dimensionnement de réservoirs en béton armé, application sur la conception des ouvrages hydrauliques en béton armé du projet d'alimentation en eau potable à MBANE, université cheikh Anta Diop de Dakar 2009.

[8] HAIMADOU.C : mémoire présenté en vue d'obtenir Le diplôme d'ingénieur CNAM en construction et aménagement, 1997.

[9] Robinetterie aide mémoire technique : pp.11-13

[10] Office nationale de l'eau : les débits mètres en distribution d'eau potable pp.5-19