

Ministère de l'enseignement supérieur  
et de la recherche scientifique  
Université Mohamed Boudiaf – M'sila



Faculté de technologie  
Département d'Hydraulique

**MEMOIRE**

Présenté pour l'obtention du diplôme

de MASTER

FILIERE : Hydraulique

Option : Hydraulique Générale

**THEME**

***Etude dynamique et qualité des eaux potables dans un réseau de  
distribution de la ville de Sidi hadjras W.de M'sila***

Dirigé par :

Dr M. DOUGHA

Présenté par :

RAHMANI Ahmed

HAMLAOUI Thamir

*Promotion : 2020/2021*

# REMERCIEMENTS

*Tout d'abord, nous remercions Dieu Tout-Puissant qui nous a donné la sagesse et la santé pour faire ce travail.*

*Nous tenons à exprimer notre plus profonde gratitude à tous les membres de la famille, en particulier nos parents*

*Nous adressons nos remerciements et notre sincère gratitude à mes encadrants, Dr M. Dougha, et à tous les enseignants du département hydraulique.*

*Tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à l'élaboration de cet ouvrage*



# *Dédicace*

*Nous dédions ce travail :  
Avant tout à nos chers parents qui nous ont  
soutenus durant toutes ces années de  
formation.*

*A nos chers frères*

*A nos chères sœurs*

*A toute la famille*

*A toutes les amis du département de  
l'hydraulique*



## SOMMAIRE

---

### CHAPITRE I

#### PRESNTATION DE LA VILLE

---

I .1 INTRODUCTION :.....	Erreur ! Signet non défini.
I .2 SITUATION GEOGRAPHIQUE : .....	Erreur ! Signet non défini.
I .3 SITUATION GEOLOGIQUE :.....	Erreur ! Signet non défini.
I .4 SITUATION DEMOGRAPHIQUE :.....	Erreur ! Signet non défini.
I .5 SITUATION CLIMATIQUE :.....	Erreur ! Signet non défini.
I .5.1 La température.....	Erreur ! Signet non défini.
I .5.2 Pluviométrie .....	Erreur ! Signet non défini.
I .5.3 Les vents :.....	Erreur ! Signet non défini.
I .5.4 Infrastructure hydraulique .....	Erreur ! Signet non défini.
CONCLUSION:.....	Erreur ! Signet non défini.

### CHAPITRE II

#### ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

---

II .1 INTRODUCTION :.....	Erreur ! Signet non défini.
II .2 Les différents type de demande en eau:.....	Erreur ! Signet non défini.
II .3 Etude de l'évolution de la population: .....	Erreur ! Signet non défini.
II .3.1 Taux d'accroissement : .....	Erreur ! Signet non défini.
II .3.2 Estimation de la population future :.....	Erreur ! Signet non défini.
II .4 Estimations des besoins en eaux : .....	Erreur ! Signet non défini.
II .4 Consommation moyenne journalière :.....	Erreur ! Signet non défini.
II .4.1 Besoins domestique : [].....	Erreur ! Signet non défini.
II .4.2 Besoins scolaires :.....	Erreur ! Signet non défini.
II .4.3 besoins sanitaires :.....	Erreur ! Signet non défini.
II .4.4 Besoins commerciaux.....	Erreur ! Signet non défini.

II .4.5 Besoins sportifs et culturels :	Erreur ! Signet non défini.
II .4.6 Besoins administratif :	Erreur ! Signet non défini.
II .4.7 Besoins divers :	Erreur ! Signet non défini.
II .5 Récapitulation des besoins en eau	Erreur ! Signet non défini.
II .6 Variation du débit de consommation dans le temps :	Erreur ! Signet non défini.
II .7 Coefficients d'irrégularités	Erreur ! Signet non défini.
II .7.1 Coefficient d'irrégularité maximale ( $K_{max, j}$ ) :	Erreur ! Signet non défini.
II .7.2 Coefficient d'irrégularité minimale ( $K_{min, j}$ ) :	Erreur ! Signet non défini.
II .7.3 coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max, h}$ ) :	Erreur ! Signet non défini.
II .7.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min, h}$ ) :	Erreur ! Signet non défini.
II .7.5 Coefficient d'irrégularité de pointe $K_p$ :	Erreur ! Signet non défini.
II .8 Détermination des débits journalière :	Erreur ! Signet non défini.
II.8.1 Détermination de la consommation maximale journalière ( $Q_{max, j}$ ) :	Erreur ! Signet non défini.
II .8.2 consommation minimale journalière ( $Q_{min, j}$ ) :	Erreur ! Signet non défini.
II .9 Détermination des débits horaires :	Erreur ! Signet non défini.
II.9. 1 Débit moyen horaire :	Erreur ! Signet non défini.
II .9.2 Débit maximum horaire :	Erreur ! Signet non défini.
II .9.3 Débit minimum horaire :	Erreur ! Signet non défini.
II .9.4 Débit de pointe :	Erreur ! Signet non défini.
CONCLUSION:	Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE III

### CALCULE HYDRAULIC

---

III .1 Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
III .2 Le réseau de distribution :	Erreur ! Signet non défini.
III .2.1 Définition:	Erreur ! Signet non défini.
III .3 Les types de réseaux :	Erreur ! Signet non défini.
a. Le réseau ramifié :	Erreur ! Signet non défini.
b. Le réseau maillé :	Erreur ! Signet non défini.

c. Le réseau étagé :	.....	Erreur ! Signet non défini.
d. Le réseau mixte ( combiné ) :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .4 Choix de la conduite:	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .4.1 Tuyaux en fonte	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .4.2 Tuyaux en acier	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .4.3 Tuyaux en PVC (Polychlorure de Vinyle non Plastifié)	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .4.4 Polyéthylène PEHD	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .5 Conception d'un réseau :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .6 Principe de trace du réseau :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .7 Calcul hydraulique du réseau de distribution :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .7.1 Détermination des débits	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .7.1.1 Débit aux nœuds ( méthode d'estimation économique )	.....	Erreur ! Signet non défini.
IV .7.1.2 Débit spécifique	.....	Erreur ! Signet non défini.
IV .7.1.3 Débit en route	.....	Erreur ! Signet non défini.
IV .7.1.4 Débits aux nœuds (nodaux)	.....	Erreur ! Signet non défini.
III 7.2 Longueur équivalente	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .8 Méthodes d'alimentation du réseau :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .8.1 Distribution gravitaire :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .8.2 Pompage combiné :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .8.3 Pompage direct :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .9 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .9.1 Méthode de calcul	.....	Erreur ! Signet non défini.
A) Réseau maillé	.....	Erreur ! Signet non défini.
B) Réseau ramifié	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .10 MODELISATION HYDRAULIQUE	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .10.1 Formules de pertes de charge utilisées	.....	Erreur ! Signet non défini.
a- Pertes de charge linéaires	.....	Erreur ! Signet non défini.
b- Pertes de charge singulières	.....	Erreur ! Signet non défini.
c- Pertes de charge totales	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .10.2 Diamètres des conduites	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .11 Choix de type de matériau :	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .12 Simulation par EPANET	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .12.1 Cas Etude Statique ;	.....	Erreur ! Signet non défini.
Interprétation	.....	Erreur ! Signet non défini.
III .12.2 Cas étude dynamique	.....	Erreur ! Signet non défini.

a- Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d' habitant .....	Erreur ! Signet non défini.
b- Courbe de modulation:.....	Erreur ! Signet non défini.
Interprétation : .....	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion : .....	Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE IV

### QUALITE DES EAUX DE DISTRUBITION

---

IV .1 Introduction .....	Erreur ! Signet non défini.
IV .3 Evolution de la qualité de l'eau le long d'un système de distribution d'eau potable : .....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.2 Représentation schématique de la formation d'un biofilm dans un réseau de distribution .....	Erreur ! Signet non défini.
IV .4 Chloration d'eau (eaux des forages).....	Erreur ! Signet non défini.
V .4.1 Chloration en réservoir avec recirculation: .....	Erreur ! Signet non défini.
IV .4.2 Chloration en ligne:.....	Erreur ! Signet non défini.
IV .5 Théorie de la cinétique chimique.....	Erreur ! Signet non défini.
IV .5.1 La cinétique des réactions .....	Erreur ! Signet non défini.
IV .6 La modélisation de la qualité de l'eau dans Epanet : .....	Erreur ! Signet non défini.
IV .7 Temps de Séjour .....	Erreur ! Signet non défini.
IV .8 Dégradation du chlore dans le réseau de distribution ...	Erreur ! Signet non défini.
Résultats et interprétations .....	Erreur ! Signet non défini.
Temps de séjour .....	Erreur ! Signet non défini.
Dégradation du chlore : .....	Erreur ! Signet non défini.
Résultats et interprétation .....	Erreur ! Signet non défini.
IV .9 Conclusion .....	Erreur ! Signet non défini.

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I

- Tableau I .1 Température ,Max, Min, Moyenne Mensuelle..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau I .2 pluviométrie enregistrées mensuellement..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau I.3.les ventes enregistrées mensuellement ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau I .4 les forages alimentés de la commune de Sidi Hadjres ..... Erreur ! Signet non défini.

### CHAPITRE II

- Tableau II.1 :Nombre de la population en 2019 ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.2 : Estimation de la population à l'horizon de 2049 ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.3 : Evaluation des besoins domestiques ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.4 : Besoins scolaires ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.5 : Besoins sanitaires ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.6 : Besoins commerciaux..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.7 : Besoins sportifs et culturels ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.8 : Besoins administratif ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.9 : Besoins divers ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.11 Coefficient  $\beta_{max}$  fonction de l'accroissement de la population ... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.12 Coefficient  $\beta_{min}$  fonction de l'accroissement de la population... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.13 Récapitulation de la consommation maximale journalière Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.14 Récapitulation de la consommation minimale journalière Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.15 Récapitulation de la consommation de pointe journalière Erreur ! Signet non défini.

### CHAPITRE III

- Tableau III.1 récapitulation de calcul des débits d'estimation économique maillé..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.2 récapitulation de calcul des débits d'estimation économique ramifié : Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.3 Diamètres commerciales de conduite en PEHD ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.4 Caractéristique hydraulique des tuyaux..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.5 Caractéristique hydraulique des nœuds ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants ..Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.7 Détermination le débit max de demande horaire..... Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE IV

Tableau IV.1 Dégradation du chlore dans les nœuds du réseau de distribution Erreur ! Signet non défini.

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I

Figure I .1 diagramme de la température mensuelle de la commune de Sidi Hadjres ..... Erreur ! Signet non défini.

### CHAPITRE III

Figure III.1 : Réseau ramifié ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.2 : Réseau maille ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.3 simulation de réseaux de distribution ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.4 simulation par Epanet de la zone №1 ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.5 simulation par Epanet de la zone №2 ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.6 simulation par Epanet de la zone №3 ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.7 simulation par Epanet de la zone №4 ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.8 Variation horaire de la consommation ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.9 Courbe de modulation domestique . ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.10 Courbe de modulation domestique avec l'incendie. .... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.11 Courbe de modulation d'équipement. .... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.12 Courbe de consommation des débits horaire . ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III.13 les vitesses et les pressions dans le réseau de distribution à 8:00 . Erreur ! Signet non défini.

Figure III.14 les vitesses et les pressions dans le réseau de distribution à 13:00 Erreur ! Signet non défini.

Figure III.15 les vitesses et les pressions dans le réseau de distribution à 16:00 Erreur ! Signet non défini.

Figure III.16 les vitesses et les pressions dans le réseau de distribution à 20:00 .....Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE IV

Figure IV.1 Schéma d'un réseau réacteur [3] ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.2 Représentation schématique de la formation d'un biofilm dans un réseau de distribution ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.3 Zones de réactions à l'intérieur d'un tuyau [5] ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.4 Estimation du temps de séjour du réseau de distribution à 7:00 AM commune de Sidi Hadjres ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.5 Estimation du temps de séjour du réseau de distribution à 12:00 AM commune de Sidi Hadjres ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.6 Estimation du temps de séjour du réseau de distribution à 8:00 PM commune de Sidi Hadjres ..... Erreur ! Signet non défini.

..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.7 Estimation du temps de séjour du réseau de distribution à 1:00 PM commune de Sidi Hadjres ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.8 Dégradation du chlore adimensionnel à 1:00 AM ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.9 Dégradation du chlore adimensionnel à 7:00 AM ..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.10 Dégradation du chlore adimensionnel à 12:00 AM ..... Erreur ! Signet non défini.

# INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique d'une région dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, tel que ce dernier est lié à toutes les branches de l'économie.

L'eau est un élément vital et le principal moyen de l'hygiène. Des multiples efforts qui sont à entreprendre pour sa mobilisation afin de la rendre disponible pour tous.

Vu que les quantités d'eau disponibles sont limitées d'une part et la croissance de la population d'autre part

il faut trouver des solutions et des stratégies rigoureuses pour assurer la bonne gestion de distribution, parce que ce n'est pas seulement lorsqu'on assure la demande qu'on n'a pas de problème de l'eau.

La complexité croissante au niveau des réseaux de distribution d'eau potable fait l'objet d'intérêt par de nombreux bureaux d'étude et services techniques pour développer des moyens informatiques et modéliser des phénomènes qui se déroulent dans ces réseaux,

Face aux grands défis du réseau de distribution, il doit être que l'eau soit bien réparties au niveau du réseau suivant la demande des abonnés, et que la qualité des eaux doit être respecté suivant les normes de qualité.

Les quantités en eau potable doivent suffisante de manière continue à chaque point du réseau pour répondre aux besoins des abonnés (résidents, institutions et entreprises) et de fournir un montant fixe de l'eau dans un feu d'urgence.

Dans ce modeste travail on va tenter de faire une étude quantitative et qualitative des eaux souterraines distribués dans le réseau de l'agglomération principale de la commune de Sidi Hadjres, wilaya de M'sila.

Ce travail a but de :

De faire le dimensionnement du réseau, il s'agit de faire les calculs hydraulique pour garantie une bonne distribution des quantités suffisante en eau aux abonnés sous des pression hydraulique qui respectent les normes .

Et pour prendre en considération la partie économique le cout minimal du projet, et de donner un modèle mathématique proche de la réalité à travers toutes les heures de la journée .

De faire une étude de qualité, c.-à-d. de contrôler la variation de quelque éléments chimiques des eaux distribués pendant le temps de séjour dans le réseau, en utilisant le logiciel Epanet .

La nature et l'étendue des prestation dépendant du degré de l'interaction de l'eau avec les parois intérieures des conduites (biofilm, temps de séjour, ...etc. )

De faire l'interprétation des résultats obtenus : lien entre hydraulique et la qualité .

Ce travail est composé par quatre chapitres :


Le premier chapitre on a donné une idée sur la zone d'étude comme la présentation de la ville et la répartition de la population de cette ville ainsi que sa situation démographique, suivi par partie hydrologique (climat, pluviométrie, et température), et on a présenté l'inventaire des forages de production destinés à agglomération .

Le deuxième chapitre pour une étude d'estimation des besoin en eau de la zone d'étude .

Le troisième chapitre on à faire les calculs hydraulique contient, les paramètres de dimensionnements, la méthode d'estimation économique des débits de nœud .

La quatrième chapitre étude de qualité aborde le problème de dégradation du chlore (utilisé comme désinfectant ) dans le réseau par la biomasse et le biofilm qui installe sur les surfaces internes des conduite.

La modélisation mathématique du phénomène de dégradation est présenté et la simulation de ce phénomène par le logiciel Epanet est effectué



# Chapitre I

---

## Présentation de la Ville

---

## I.1 INTRODUCTION :

Pour terminer n'importe quel projet AEP il faut faire l'étude du site pour connaître tous les caractéristiques physique du lieu et les facteurs qui influencent la conception du ce projet

Afin de pouvoir mener à bien un projet il faut connaître les spécificités de la zone qui touchant particulières l'AEP que ce soit :

- Les données naturelles du site ( topographie , climat , géologique ... ).
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives du développement futur de l'agglomération .
- Les données propre à AEP .

Donc cette phase de la présentation de l'agglomération est importante pour procéder a l'élaboration de l'étude du diagnostic et l'extension du réseau d'AEP de la zone d'étude qui est la commune de **Sidi Hadjres** la Wilaya de M'sila.

## I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La commune de **Sidi Hadjres** est située au SUD-EST du chef lieu de la wilaya de M'sila sur le bassin du Hodna à 60 Km de distance , Sidi Hadjres est caractérisée aussi par le passage de la route nationale (RN40) , sur le plan administratif elle est entourée par les communes suivantes :

- La commune de BENI YELMAN au nord.
- La commune de SIDI AMMEUR et BENZOUH au sud.
- La commune de AIN EL HADJEL et SIDI AISSA a l'Ouest.
- La commune de KHETOUTI SED EL DJIRE et OUANOUGHA a l'est

Le périmètre communal s'étend sur superficie de 552 km<sup>2</sup> , dont le périmètre urbain du chef-lieu aggloméré contient une superficie de 1.45 km<sup>2</sup>



Figure I. 1 photo aérienne de l'agglomération principale de Sidi Hadjres .



Figure I. 2 plan de situation de la ville Sidi Hadjres .

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau donc la distribution d'eau doit s'effectuer généralement par gravité .

Le centre de Sidi Hadjres présente un relief uniforme avec une faible pente de 1 % . Elle est situé dans une zone saharienne et représente par des dépressions et des plaines à vocation agricole .

### **I.3 SITUATION GEOLOGIQUE :**

Après une étude géotechnique de la structure des terrains , la nature du sol au **Sidi Hadjres** est généralement est sable argileux à calcaire jaunâtre à blanchâtre dans la couche supérieure et de calcaires et de marnes en profondeur , renfermant des traces de gypse , il est riche en sel, avec grand perméabilité.

Cette étude est pour le choix d'un profil en long du terrain est très important pour permettre de réaliser les économies

### **I.4 SITUATION DEMOGRAPHIQUE :**

Le centre de **Sidi Hadjres** est une zone urbaine et d'après les données recueillies auprès de la direction des ressources en eau de la wilaya de M'sila en 2020 .

- Chef-lieu 4810 habitant
- Secondaire 1039 habitant
- Zone éparses 1516 habitant

### **I.5 SITUATION CLIMATIQUE :**

Les données climatologiques sont très importantes pour un projet d'AEP pour permet de bien dimensionnement de réseaux et les ouvrages annexes d'AEP , La connaissance de la pluviométrie , les températures , les taux d'humidité de l'air et finalement les vents

La région d'étude est caractérisée par un climat semi-aride caractérisé par un climat sec et très chaud en été , froid et pluvieux en hiver

Le mois de janvier est le plus pluvieux , par contre les mois de juillet et aout sont les plus chaudes .

### I.5.1 La température

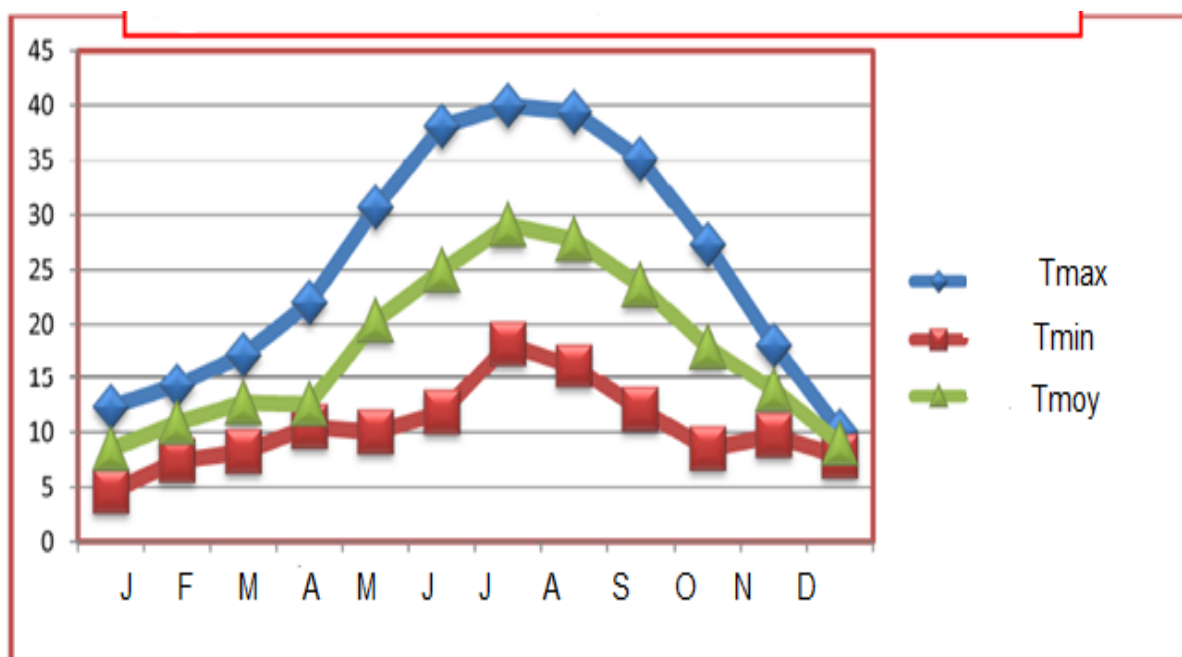
Les variations périodiques annuelles de la température sont exprimées par les valeurs moyennes mensuelles regroupées dans le tableau

**Tableau I.1** Température ,Max, Min, Moyenne Mensuelle. [5]

Moi	Jan	Fév.	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
<b>Tmax (°C)</b>	12.3	11.93	17.2	22	30.7	38.1	40	39.4	35.1	27.3	18.1	10.1
<b>Tmin(°C)</b>	4.6	7.4	8.2	10.52	10	11.8	18.2	16.1	8.5	8.5	9.7	7.8
<b>Tmoy(c°)</b>	8.45	10.85	12.7	12.56	20.35	24.95	29.10	27.75	17.9	17.9	13.9	8.95

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE). 2019

**Figure I.1** diagramme de la température mensuelle de la commune de Sidi Hadjres



après l'analyse du tableau ci-dessus on peut dire que la commune de **Sidi Hadjres** est caractérisé par une été chaud et des température très basses en hiver et dans le mois de juillet et aou<sup>2</sup>t sont les plus chaud avec d'une valeur égale à 40°C, et en hiver, la température moyenne la plus basse attient 8.45°C pour le mois janvier.

### I .5.2 Pluviométrie

Les précipitations sont en moyenne de 100 à 200 mm/an, avec une pluviométrie mal répartie dans le temps et dans l'espace, caractérisée par des orages peu fréquents pendant les mois chauds.

Et les valeurs des pluies moyennes mensuelles sont enregistré dans la région sur une période de 10 ans sont regroupées dans le tableau .

**Tableau I .2 pluviométrie enregistrées mensuellement. [6]**

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Pluie moy(mm/mois)	17.9	10.0	15.0	18.0	28.3	9.9	3.0	8.7	27.9	23.1	21.3	19.8

Source : La station métrologique Ain El Hadjel 2019

Le présent tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle qui se répartie en deux périodes distinctes :

- La première période (aout , juin , juillet) marquée des faibles pluies d'une moyenne de **7.2** mm .
- La deuxième période concerne les autres mois de l'année , marquée par des abondances des pluies

En effet les pluies débutent en automne ( Septembre , Octobre ,Novembre ) avec une de **24.1** mm et s'accroissent en hiver ( Décembre , Janvier , Février ) avec une moyenne de **15.9** mm

### I .5.3 Les vents :

Ils sont représentés par les vents dominants dans la région :

Bahri : il souffle généralement en automne , et ces vents sont chargés d'humidité dans une direction est-ouest , et ce sont des vents utiles , surtout du point de vue agricole , ainsi que lors de la construction de bâtiments .

Le teneur de humidité de ces vents permet de ne pas endommager les propriétés physicochimique du béton armé .

Sahraoui : ce sont des vents qui viennent généralement au printemps .

Et ces ventes viennent d'avril à aout , et ces vents seront du nord-ouest , et s'intensifieront entre avril et juin , et contribueront également à augmenter le taux d'évaporation .

**Tableau I.3.les ventes enregistrées mensuellement [6]**

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	moy
La vitesse de la ventes(m/s)	4	4	3	2	4	2	1	2	2	2	4	2	3

Source : La station métrologique Ain El Hadjel 2019

#### I .5.4 Infrastructure hydraulique . [7]

**Ressource :**

L'agglomération de la commune de Sidi Hadjres est alimentée par trois forages avec un débit de 1899 m<sup>3</sup>/j.

**Tableau I .4 les forages alimentés de la commune de Sidi Hadjres**

forages	Chand de cartages	Débits (l /s)
forage 02	oum chouaché	8
forage 03	oum chouaché	6
forage 04	birin	8
	total	22

**CONCLUSION:**

Dans le présent chapitre nous avons donné un aperçu général sur la situation de la ville de Sidi Hadjres et nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomérations sur le plan géographique, démographique et climatologique .

Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude de dimensionnement du réseau d'AEP de la dite agglomération de centre de sidi hadjres .

Le village est situé dans une zone semi-aride , froid en hiver et très chaud en été et sec



# Chapitre II

---

## Les besoins en eau

---

## **II .1 INTRODUCTION :**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie des consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier ( $Q_j$ ) et l'unité de consommateur (habitant ,élève ,lit, ...).

Cette estimation des besoins en eau, dépend de plusieurs facteurs (l'évolution de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population ...etc.), elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à l'autre.

Ce chapitre est basé essentiellement sur les données délivrées par l'APC, et la direction de la planification et de l'aménagement du territoire (DPAT) de M'sila.

## **II .2 Les différents type de demande en eau:**

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question.

Classiquement les consommateurs potentiels en eau dans un tissu urbain ou rurale sont classés comme suit:

- Besoins domestique
- Besoin des équipements publics :
  - ❖ Scolaires.
  - ❖ Administratif.
  - ❖ Sanitaires.
  - ❖ Culturels.
  - ❖ Services.
- Besoin industrielles
- Besoin agricole (irrigation, élevage, ...).

Ces types de consommations diffèrent de par leurs quantités et surtout de leurs qualités nécessaires.

### II .3 Etude de l'évolution de la population:

D'après les données de DPAT, la population de Sidi Hadjres est de 4402 habitant en 2019 suivante le tableau II.1 les agglomérations concernées pour ce raccordement au réseau de distribution sont :

**Tableau II.1 : Nombre de la population en 2019**

Agglomeration	nombre d habitant
<b>Chef lieu</b>	4402
<b>secondaire</b>	951
	5353

#### II .3.1 Taux d'accroissement :

D'après la direction de planification et de l'aménagement du territoire (DPAT) de M'sila ou le taux d'accroissement de la population (T) de la commune de Sidi hadjres est estimé de 0.4 % .

#### II .3.2 Estimation de la population future :

$$Pf=Pa(1 + \tau)^n \quad \text{Habitants .....(II.1)}$$

Avec :

**Pf** : population à l'horizon.

**Pa** : population de base ou de l'année de la référence en (%).

**n** : nombre d'années entre l'horizon actuel et l'horizon futur.

**\tau**: taux d'accroissement en %, dépend de plusieurs facteurs.

- Niveau de vie de la population.
- Développement socioculturel.

Le taux d'accroissement dans notre étude est

#### **Remarque :**

Dans notre étude, la durée de fonctionnement du réseau de distribution est proposé de 30 ans entre l'année de référence 2019 et l'année de projection 2049

Les résultats des estimations de la population sont reportés dons le tableau II. 1 et représentés sur la figure II.1.

**Tableau II.2 : Estimation de la population à l'horizon de 2049**

Population concernée	L'année	nombre d'habitats
	2019	4402
	2049	7927

**II .4 Estimations des besoins en eaux :**

**II .4 Consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière est définie comme étant de débit moyen journalière au cours de l'année, est le produit de la norme unitaire moyenne journalière exprime en mètre cube par jour

Nous calculons la consommation moyenne journalière comme suit :

$$Q_{moy\ j} = \frac{(Q_i * N_i)}{1000} \quad [m^3/j] \dots\dots\dots(II.2)$$

Avec :

- **Q<sub>moy, j</sub>** : débit moyen journalier en **m<sup>3</sup>/j** ;
- **Q<sub>i</sub>** : population future en **l/j/catégorie** ;
- **N<sub>i</sub>**: dotation domestique ;

**II .4.1 Besoins domestique : [9]**

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement au nombre de la population et ces activités. Pour les petits agglomérations la dotation varie de **90 à 150 l/j/hab** et de **150 à 300 l/j/hab** et de pour les agglomérations importantes.

Dans notre projet, l'estimation des besoins ont été estimés sur la base d'une dotation de **150 l/j/hab**

**Tableau II.3 : Evaluation des besoins domestiques**

Années	Nombre d'habitats	Dotation(l/j/ha)	Besoins en eau (l/j)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
2019	4402	150	660300	660.3
2049	7927	150	1189050	1189.05

### II .4.2 Besoins scolaires :

Le centre de Sidi Hadjres comprend les établissements scolaires suivantes

**Tableau II.4 : Besoins scolaires**

Désignation	Années/unités		Années/capacité		Dotation l/j/élève	Consommation (m <sup>3</sup> /j)	
	2019	2049	2019	2049		2019	2049
Ecole Primaire	3	4	825	1100	20	16.5	22
C.E.M	2	3	664	996		13.28	19.92
Lycée	0	1	0	650		0	13
						29.78	54.92
						Qj moy, =54.92	

### II .4.3 besoins sanitaires :

En secteur de santé la commune de Sidi hadjres est d'un centre de soin , d'une pharmacie , Après l'extension on aura une autre pharmacie .

**Tableau II.5 : Besoins sanitaires**

Centres	Capacité		Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Consommation (m <sup>3</sup> /j)	
	2019	2049			2019	2049
Centre de soin	1	1	2400	5	12	12
Pharmacie	1	2	50		0.2	0.5
					12.2	12.5

### II .4.4 Besoins commerciaux

Le calcul des besoins commerciaux englobe ceux des centres commerciaux existants et projetés .

**Tableau II.6 : Besoins commerciaux**

Equipement	Années/Surface(m <sup>2</sup> )		Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Consommation (m <sup>3</sup> /j)	
	2019	2049		2019	2049
Zone d'activité	187750	187750	2	375.5	375.5
Cafés	450	670	5	2.25	3.35
				377.75	378.85
				Qj moy=	378.85

II .4.5 Besoins sportifs et culturels :

Tableau II.7 : Besoins sportifs et culturels

Equipement	Surface m <sup>2</sup>	capacité		Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Consommation (m <sup>3</sup> /j)	
		2019	2049		2019	2049
Maison de jeunes	280	1	2	5	1.4	2.8
Bibliothèque	440	1	2		2.2	4.4
stade	14000	2	3		140	210
					143.6	217.2
					Qj moy =	217.2

II .4.6 Besoins administratif :

Tableau II.8 : Besoins administratif

Equipement	Années/unités		Nombre Employeur	Surface (m <sup>2</sup> )		Dotation (l/unité/m <sup>2</sup> )	Consommation (m <sup>3</sup> /j)	
	2019	2049		2019	2049		2019	2049
	APC	1	2	42	/	/	5	0.63
PTT	2	2	/	1160	1160	5	5.8	5.8
Gendarmerie	1	2	/	2200	4400	5	11	22
							16.4	29.06
							Qj moy =	29.06

II .4.7 Besoins divers :

Tableau II.9 : Besoins divers

Equipement	Année/Unité		Surface m <sup>2</sup>	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Consommation (m <sup>3</sup> /j)	
	2019	2049			2019	2049
mosquées	2	3	1100	10	22.0	33.0
O.A.I.C	1	1	9800	2	19.6	19.6
Jardin	1	1	21000	2	42	42
Cimetière	1	1	10000	1	10	10
					93.6	104.6

## II .5 Récapitulation des besoins en eau

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons le tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommation afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Les besoins totaux en eau sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau II.10 Totale des besoins en eau**

Catégorie des besoins	Qj moy,	Qj moy,
	2019	2049
Domestique	660.3	1189.05
Scolaires	29.78	54.92
Sanitaires	12.2	12.5
Commerciaux	377.75	378.85
Sportifs et culturels	143.6	217.2
Administratif	16.4	29.06
Divers	93.6	104.6
<b>Total</b>	<b>1333.63</b>	<b>1986.18</b>

Après les calculs on a trouvé que la consommation moyenne journalier est égale à :

$$Q \text{ moy, j} = 1986.18 \text{ m}^3/\text{j}$$

## II .6 Variation du débit de consommation dans le temps :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps en raison de l'irrégularité dans la consommation . Ces variation se divisent en :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importance au début de semaine qu'en week-end.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. [8]

## II .7 Coefficients d'irrégularités

### II .7.1 Coefficient d'irrégularité maximale (Kmax, j) :

L'irrégularité de la consommation horaires au cours de la journée et qui dépend du rapport de  $Q_{max,j}$  sur le  $Q_{moy,j}$ , nous oblige à tenir compte de cette variation, Il exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier, il est donné par la relation suivante.

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

La valeur de  $K_{max,j}$  varie entre {1.1 et 1.3}.

Pour notre cas on prend  $K_{max,j} = 1.2$

**II .7.2 Coefficient d'irrégularité minimale ( $K_{min,j}$ ) :**

Il défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, il indique le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne est donné par la relation suivante :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. Est consiste à prévenir les fuites et les gaspillages et les erreurs de statistique .

La valeur de  $K_{min,j}$  varie entre { 0.7 et 0.9}.

Pour notre cas on prend  $K_{max,h} = 0.8$

**II .7.3 coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) :**

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

C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe .

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

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec:

- **$\alpha_{max}$** : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1.2** à **1.5** et dépend de niveau de développement local.

Pour notre cas on prend  **$\alpha_{max} = 1.3$**

- **$\beta_{max}$**  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

**Tableau II.11 Coefficient  $\beta_{max}$  fonction de l'accroissement de la population**

<b>Nobd'hab *10<sup>3</sup></b>	<1	1.5	2.5	4	6	10	30	100
<b>Bmax</b>	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.15	1.10

**Remarque :**

Pour notre cas nous avons **7927 hab**, et à partir le tableau on a  **$\beta_{max} = 1,35$**  donc la valeur de  $K_{max,h}$  sera :

$$K_{max, h} = 1.3 * 1.35$$

$$K_{max, h} = 1.755$$

**II .7.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min,h}$ ) :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, est indique le rapport entre le la consommation minimale et la consommation moyenne , donné par la relation suivent :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots\dots\dots(II.6)$$

Avec :

- **$\alpha_{min}$** : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0.4** à **0.6** pour notre cas on prend  **$\alpha_{min} = 0.5$**
- **$\beta_{min}$**  : coefficient étroitement lie à l'accroissement de la population

Tableau II.12 Coefficient  $\beta_{min}$  fonction de l'accroissement de la population

<b>Hab*10<sup>3</sup></b>	1	1.5	2.5	4	6	10	20	50
<b><math>\beta_{min}</math></b>	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Pour notre cas nous avons **7927 hab**, et à partir ce tableau on a  $\beta_{min}=0.32$

Donc la valeur de  $K_{min,h}$  sera :

$$K_{min,h}=0.5*0.32$$

$$K_{min,h}=0.16$$

**II .7.5 Coefficient d'irrégularité de pointe  $K_p$  :**

Pour déterminer le débit du pointe nous devons prendre en compte le coefficient d'irrégularité de pointe  $K_p$

$$K_p = k_{max,j} * k_{max,h} \dots\dots\dots(II.7)$$

$$K_p = 1.2 * 1.755 = 2.106$$

**II .8 Détermination des débits journalière :**

**II.8.1 Détermination de la consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ) :**

Ce débit relatif au jour de plus grand consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet dimensionner le réservoir.

Ce débit est donné ainsi :

$$Q_{max,j}=K_{max,j}*Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II.8)$$

Avec :

$Q_{max,j}$  : débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/J

$Q_{moy,j}$  : débit moyen journalier m<sup>3</sup>/J

$K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité maximale journalière.

On prend :  $K_{max,j}=1.2$  ;

**Tableau II.13 Récapitulation de la consommation maximale journalière**

Catégorie des besoins	Q moy j (m³/j)	K max,j	Q max,j ( m³/j)
Domestique	1189.05	1.2	1426.86
Scolaires	54.92	1	54.92
Sanitaires	12.5	1	12.5
Commerciaux	378.85	1	378.85
Sportifs et culturels	217.2	1	217.2
Administratif	29.06	1	29.06
Divers	104.6	1	104.6
Total	1986.18		2223.99

donc :

$$Q_{max,j} = 2223.99 \text{ m}^3/\text{J}$$

**II .8.2 consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) :**

c'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II.9)$$

On prend  $k_{min, j} = 0.8$

**Tableau II.14 Récapitulation de la consommation minimale journalière**

Catégorie des besoins	Q moy j (m³/j)	K max,j	Q max,j ( m³/j)
Domestique	1189.05	0.8	951.24
Scolaires	54.92	1	54.92
Sanitaires	12.5	1	12.5
Commerciaux	378.85	1	378.85
Sportifs et culturels	217.2	1	217.2
Administratif	29.06	1	29.06
Divers	104.6	1	104.6
Total	1986.18		1748.37

donc :

$$Q_{\min,j} = 1748.37 \text{ m}^3/\text{J}$$

**II .9 Détermination des débits horaires :**

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation d'eau probable.

**II.9. 1 Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{moy,j}}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 2223.99/24 = 93.04 \text{ m}^3/\text{h}.$$

donc :

$$Q_{\text{moy,h}} = 93.04 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,h}}$  : débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$ .
- $Q_{\text{moy,j}}$  : débit moyen journalier en  $\frac{\text{m}^3}{\text{j}}$

**II .9.2 Débit maximum horaire :**

Ce débit joue un rôle important dans les différents calculs de réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} * Q_{\text{moy,h}} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,h}}$  :débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$ .
- $K_{\text{max,h}}$  : coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Donc on a

$$Q_{\text{max,h}} = 1.755 * 93.04 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max,h}} = 163.28 \text{ m}^3/\text{h}$$

**II .9.3 Débit minimum horaire :**

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

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\text{moy},h} \dots\dots\dots (II.12)$$

Avec:

- $Q_{\text{moy},h}$  : débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$ .
- $K_{\min,h}$  : coefficient d'irrégularité minimale horaire.

Donc on a

$$Q_{\min,h} = 0.16 * 93.04 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 14.88 \text{ m}^3/\text{h}$$

**II .9.4 Débit de pointe :**

En raison des variations journalière et horaire, il y a lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration afin d'obtenir le plus fort débit instantané que l'on peut avoir dans une conduite.

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitant, degré de développement des installation sanitaires et du régimes de consommation .

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'alimentation en eau potable .

Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale ( heure de pointe ) , a fin de dimensionner le réseau de distribution à l'intérieur de l'agglomération .

Donc le coefficient de pointe sera égal au produit des deux coefficients journalier et horaire.

$$Q_p = k_p * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (II.13)$$

avec

- $Q_p$  : débit de pointe.
- $K_j$  : débit moyen journalier
- $K_p$  : Coefficient de pointe.

\* partant de ce coefficient de pointe nous déterminons notre débit de pointe qui est Pour l'agglomération on a :

$$K_p = 1.2 \times 1.755$$

Donc

$$K_p = 2.106$$

On a

$$Q_p = Q_{moy,j} K_p \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec  $Q_p$  : Débit de pointe.

$Q_{moy,j}$  : débit moyen journalier

Donc

$$Q_p = 1986.18 \times 2.106$$

$$Q_p = 4182.89 \text{ m}^3/\text{j} = 4182.89 * 1000 / (3600 * 24) = 48.41 \text{ l/s.}$$

$$Q_p = 48.41 \text{ l/s.}$$

**Tableau II.15 Récapitulation de la consommation de pointe journalière**

Catégorie des besoins	Q moy,j (m³/j)	Kp	Qp
Domestique	1189.05	2.106	2504.1393
Scolaires	54.92	1	54.92
Sanitaires	12.5	1	12.5
Commerciaux	378.85	1	378.85
Sportifs et culturels	217.2	1	217.2
Administratif	29.06	1	29.06
Divers	104.6	1	104.6
<b>Total</b>	<b>1986.18</b>		<b>3301.2693</b>

Le débit totale à l'heure de pointe est

$$Q_{Tp} = 3301.27 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{Tp} = 3301.27 * 1000 / (3600 * 24) = 38.20 \text{ l/s.}$$

**CONCLUSION:**

Dans ce chapitre nous avons fait l'estimation des besoins en eau d'agglomération principale et vérifié la relation entre l'offre des forages et la consommation de la ville de **Sidi Hadjres**



# Chapitre III

---

---

## CALCUL HYDRAULIQUE

---

---

### III .1 Introduction :

La distribution a pour fonction non seulement d'amener l'eau à proximité des points d'utilisation mais aussi pour fournir avec une pression suffisante pour atteindre le point le plus défavorable des immeubles permettre, et y a alimenter de divers appareils .

Elle s'effectue par un réseau de conduite sous pression, dimensionnées pour permettre le passage en chaque point du débit maximal prévisible

### III .2 Le réseau de distribution :

#### III .2.1 Définition:

Du réservoir de stockage sort une conduite principal de gros diamètre. Celle-ci, en se prolongeant le long des rues de l'agglomération forme un ensemble de conduites maitresses sur chacune de ces derniers, sont branchés des conduites de diamètre moindre dites conduites secondaire, tertiaires, etc.

Le réseau de distribution forment de toutes les différentes canalisation avec l'ensemble des équipement qui les accompagnent forment le réseau de distribution .

### III .3 Les types de réseaux :

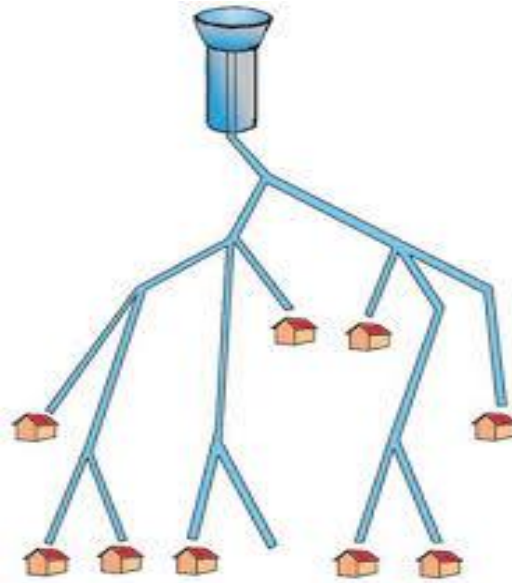
Les réseaux de distribution sont repartis en trois types :

- le réseau ramifié.
- Le réseau maillé.
- Le réseau mixte.

#### a. Le réseau ramifié :

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique et le plus simple , mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.

Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

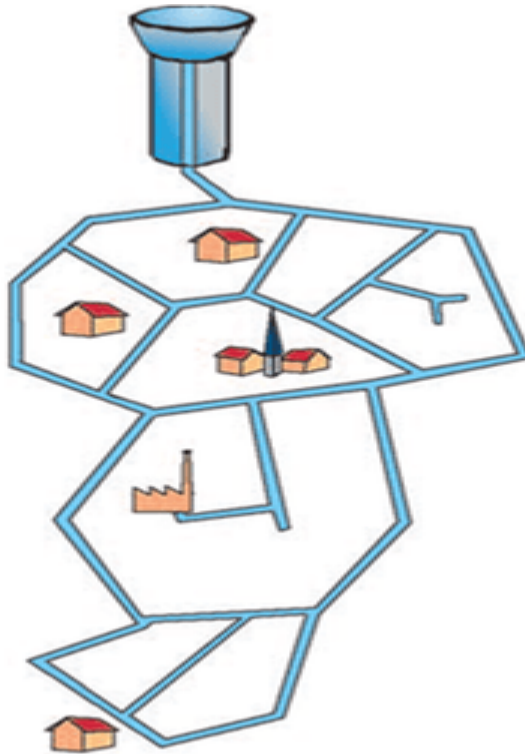


**Figure III.1 : Réseau ramifié**

**b. Le réseau maillé :**

Ce type de réseau offre des avantages hydrauliques particulièrement intéressants puisqu'il permet l'alimentation en un point par plusieurs directions. L'autre intérêt est que la vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle, ce qui offre l'avantage de maintenir la bonne qualité de l'eau distribuée.

On peut ainsi isoler une conduite tout en maintenant l'alimentation dans les canalisations situées en aval de celle-ci réduisant ainsi au minimum la surface privée d'eau. Ce type est mieux adapté dans les grandes villes. Cependant il peut conduire à des coûts de construction et d'entretien très élevés. [1]



**Figure III.2 : Réseau maille**

**c. Le réseau étagé :**

lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable , il arrive que celle-ci présente des différences de niveaux importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectés). L'installation d'un réservoirs intermédiaire alimenté par le premier , régularise la pression dans le réseau . ce type appelle le réseau étagé .

**d. Le réseau mixte ( combiné ) :**

C'est un réseau intermédiaires comportent à la fois les deux types cités plus haut. Il offre globalement les mêmes avantages hydrauliques que le réseau maillé.

Pour notre étude, nous avons opté pour réseau ramifié qui convient pour les régions rurales, ce réseau couvre la totalité du ville.

**III .4 Choix de la conduite:**

Le choix du matériau utilisé est fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marche) ainsi que la bonne jonction de la

conduite avec les équipements auxiliaires ( joints, coudes, vannes...etc.). Parmi les matériaux utilisés

on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PEHD.

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

- 1- Le diamètre
- 2- La pression de service a supportée par le matériau
- 3- Les conditions de pose
- 4- Le prix de la conduite
- 5- la durée de vie du matériau
- 6- la disposition de ce dernier sur le marché

### **III .4.1 Tuyaux en fonte**

Ce type de conduites présente plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces interne
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides.

l'inconvénient de ce type de conduites est qu'elles sont très lourdes, très chères et non disponibles sur le marché.

### **III .4.2 Tuyaux en acier**

Ce type de conduites présente les avantages suivants :

- ✓ Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'ou I 'économie sur le transport et la pose.
- ✓ Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)

Leur inconvénient majeur est la corrosion

### **III .4.3 Tuyaux en PVC (Polychlorure de Vinyle non Plastifié)**

Ce plastique a la plus grande gamme d'applications, et s'est répandu plus rapidement que les autres plastiques.

Le PVC offre une bonne résistance chimique à un grand nombre de fluides corrosifs, mais peut être endommagé par les cétones et certains hydrocarbures chlores.

Les tuyaux en PVC sont fabriqués par le procédé d'extrusion. Le matériel principal employé est l'extrudeuse. Celle-ci est composée d'une mangeoire alimentée de granulés ou de particules plastiques, d'un fourreau cylindrique à l'intérieur duquel tourne une vis ou parfois plusieurs. Les vis ont pour rôle de malaxer, de mélanger et de rendre homogène les composants plastiques vers la sortie.

Ce type de conduites présente les avantages suivants:

- ✓ Bonne résistance à la corrosion.
- ✓ Disponible sur le marché.
- ✓ Une pose de canalisation facile

Leur inconvénient réside dans le risque de rupture

### III .4.4 Polyéthylène PEHD

Le PEHD (polyéthylène high densité) fait partie de la famille des polyéthylènes UHMW avec un très haut poids moléculaire.

Il est très peu ramifié, ce qui lui donne une structure plus compacte. Sa rigidité est supérieure, ainsi ce matériau a une bonne résistance chimique et mécanique.

Son bon coefficient de frottement lui permet d'avoir une bonne résistance à l'abrasion.

Ce type de conduites présente les avantages suivantes :

- ✓ Bonne élasticité
- ✓ Fiable au niveau des branchements , pas de fuites .
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques ( coefficient de rugosité très faible ) .
- ✓ Bonne stabilité de tension et résistance à la tension .
- ✓ Bonne résistances aux hautes températures .
- ✓ La conduite peut être allongée trois fois avant qu'elle atteigne sa limite de rupture .
- ✓ Bonne résistance à la corrosion .
- ✓ Facilité de pose
- ✓ Disponible sur le marché

vu les avantages que présentent les conduites en PEHD, on opte pour ce type de canalisations.

### III .5 Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement de consommateurs.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

### III .6 Principe de trace du réseau :

Pour tracer le réseau , il y a certain nombre de conditions qu'il faut respecter à savoir :

- ✓ Choisir le lien de consommation principal
- ✓ Déterminer les sens principal de la masse ou de la quantité totale d'eau .
- ✓ Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers pour lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires

### III .7 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

- ✓ On détermine la longueur de chaque tuyau du réseau maillé et celui ramifié.
- ✓ On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
- ✓ On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie).
- ✓ Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

#### III .7.1 Détermination des débits

##### III .7.1.1 Débit aux nœuds ( méthode d'estimation économique )

Les débits nodaux sont des débits concernés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérée , ils sont déterminés par la formule suivantes :

$$Q_{ni} = ((N_{pi} ; C) ; Q_{etp} \quad \text{avec } N_{pi} = N_{fi} \cdot 6 \dots\dots\dots(III.1)$$

D'où :

- ✓  $Q_{ni}$  : Débit de pointe en chaque nœud .
- ✓  $N_{pi}$  : Nombre de population en chaque nœud
- ✓  $C$  : consommation spécifique domestique ,  $C = 150$  l/j/hab pour notre cas :
- ✓  $Q_{etp}$  : Débit moyenne journalière de l'établissement
- ✓  $N_{fi}$  : Nombre de foyer pour chaque nœud de demande
- ✓  $6$  : Nombre d'habitant dans chaque foyer
- Pour l'extension le point de piquage dans la zone d'agglomération urbain prévue par le POS pour les habitant futur 2049 un coefficient de développement .

Elle des morceaux de terre 120 + 100 morceau dans les deux nœuds **08** et **24**

- Nombre de morceaux de terre = 220 morceau
- Nombre d'habitant de l'extension =  $220 * 6 = 1320$
- Nombre d'habitant en 2019 = 4402
- Nombre d'habitant en 2049 = 7927

$$7998 - 1320 = 6678$$

$$6678 / 4402 = 1.51$$

$Q_{n \text{ domestique à l'horizon}} = Q_{ni}$  ; Coefficient de développement

Coefficient de développement = 1.51

$$Q_P \text{ Totale} = Q_{n \text{ Domestique à l'horizon}} + Q_{\text{Etablissement}}$$

#### IV .7.1.2 Débit spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution. En utilisant le débit spécifique en l/s/ml

Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit :

$$Q_{spi} = \frac{Q_{pt}}{\sum L} = 0.0053 \text{ L/s /m}$$

Avec:  $Q_{pt}$  = débit de pointe [L/S] calculé au chapitre II

$\sum L$  = somme des longueurs du réseau = 9094,32 [m]

#### IV .7.1.3 Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de débit spécifique par la longueur, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{spi} * li \quad [\text{L/S}]$$

Avec :

- $Q_r$  : débit en route.
- $Q_{spi}$  : débit spécifique
- $li$  : la longueur du chaque tronçon

#### IV .7.1.4 Débits aux nœuds (nodaux)

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

Pour les réseaux maille

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_r \quad [\text{L/S}]$$

Où :

- $Q_{ni}$  = débit en nœud.
- $\sum Q_r$  : somme des débits en route des tronçons relies deux nœuds.

Pour les réseaux ramifié :

$$Q_{ni} = 0.45 * Q_r + 0.55 * Q_r$$

### III 7.2 Longueur équivalente

Deux formule différentes ont été proposées pour calcule les pertes de charge linéaire (III.2) et singulières (III.3) l'équation de Bernoulli corrigée qui tient compte de ces deux pertes de charge s'écrit :

$$H_f = 0.0827fL Q^2/D^5$$

D :Diamètre du conduit

Q :débit

L :longueur du conduit

f :Coefficient de frottement

$$f = 0.055[1 + (2 \cdot 10^4 \frac{\epsilon}{D} + 10^6 / Re)]. \dots \dots \dots (III3)$$

$$h_s = 0.0827K Q^2/D^4 \dots \dots \dots (III4)$$

$$Z1 + \frac{P1}{\rho g} + \frac{v1^2}{2g} = Z2 + \frac{P2}{\rho g} + \frac{v2^2}{2g} + 0.00827fL \frac{Q^2}{D^5} + 0.00827fL \frac{Q^2}{D^4} \sum Ki \dots \dots (III5)$$

Ou

Peut-on simplifier les calculs des pertes de charger ? Considérons, à titre d'exemple, une vanne qui présente une singularité hydraulique et produit une perte de charge singulières selon l'éducation (III.3)

Pour simplifier les calculs, nous désirons remplacer (Virtuellement) cette singularité par une conduite de longueur équivalente  $L_{eq}$  Sur laquelle se produirait une perte de charge par frottement égale à la perte de charge singulières. c'est la longueur équivalente qui viendra majorer la longueur physique réelle pour tenir compte des pertes de charge singulières, tel que le montre schématiquement la figure (III.3)

Mathématiquement, on écrit :  $0.0827f L_{eq} \frac{Q^2}{D^5} = 0.0827 K \frac{Q^2}{D^4}$  soit :

$$L_{eq} = \frac{KD}{f} \dots \dots \dots (III6)$$

A l'aide de cette relation , l'équation (III.5) devient :

$$Z1 + \frac{P1}{\rho g} + \frac{v1^2}{2g} = Z2 + \frac{P2}{\rho g} + \frac{v2^2}{2g} + 0.00827fL \frac{Q^2}{D^5} \dots \dots \dots (III7)$$

Ou  $L_t$  est la longueur totale  $L_t = L + \Sigma Leq$

Cette notion de longueur équivalente ne fait pas que simplifier l'écriture des calculs mais Permis aussi aux techniciens d'utiliser la même technologie que celle utilisée par les fournisseurs équipements hydrauliques. En effet, ce sont les longueurs équivalentes, correspondant aux différents accessoires hydrauliques. Qui sont fourni dans les catalogues et non les valeurs de K. il faut cependant souligner que d'après la formule (III.4), la longueur équivalente dépend aussi du matériau et du diamètre de la conduite sur laquelle est installée la singularité. Cette notion de longueur équivalente permet de mesurer l'importance des pertes de charge Singulières par rapport aux pertes de charge linéaires moyennant le rapport  $\frac{\Sigma Leq}{L_t} \times 100\%$

**Tableau III.1 récapitulation de calcul des débits d'estimation économique maillé**

Maille	N° Nœud	Altitude (m)	N° Tronçon	Longueur (m)	N° de foyer	Establishment	Q point j Dom (l/s)	Q moy j Etabl (l/s)	Débit j Point (l/s)
M-1	2	462.4 3	02-04	308	13	Jardin	0.39	0.25	0.64
			02-01	136.5					
			02-05	100					
			0207	175.5					
	4	460.0 3	04-02	308					
			04-05	371					
	5	453.7 3	05-04	371					
			05-06	137.5					
	6	451.1 3	06-05	137.5					
			06-03	431					
	3	456.6 1	03-06	431					
			03-07	240					
	7	458.8 2	07-03	240					
07-02			175.7						
45	458.6 5	45-02	103						
		45-46	104						
M-2	9	464.3 7	09-08	400	172	2 Ecole Pub.	5.22	0.08	5.30
			09-10	586.5					
			09-13	540					
	10	456.9	10-09	586.5					
			10-11	43					
	11	456.8 7	11-10	43					
			11-14	272.5					
			11-12	261					
	12	459.8 1	12-11	261					
			12-23	410.5					
12-13			300.5						

13	464.3 5	13-12	300.5				
		13-09	540				

M-4	11	456.87	11-10	43	70	Ecole Pub.	2.13	0.08	2.20
			11-14	272.5					
			11-12	261					
	14	454.41	14-11	272.5					
			14-15	225					
			14-18	122					
	18	453.79	18-14	122					
			18-17	109					
			18-21	362.5					
	21	450.99	21-18	362.5					
			21-20	137					
			21-22	21					
	22	451.33	22-21	21					
			22-23	194.7					
			22-25	235					
23	457.21	23-22	194.7						
		23-12	410.5						
		23-24	228.5						
12	459.81	12-11	261						
		12-23	410.5						
		12-13	300.5						
M-5	18	453.79	18-14	122	148	Gendarmerie National + centre de santé	4.49	0.27	4.76
			18-17	109					
			18-21	362.5					
	17	451.74	17-18	109					
			17-16	106					
			17-20	356.5					
	20	449.54	20-17	356.5					
			20-19	103.6					
			20-21	137					
	21	450.99	21-20	137					
21-18			362.5						
21-22			21						
M-6	17	451.74	17-16	106	148		4.49		4.49
			17-18	109					
			17-20	356.5					
	16	453.34	16-15	129.17					
			16-17	106					
19	448.76	19-16	362.6						

			19-20	103.6				
			19-26	227				
	20	449.54	20-17	356.5				
			20-19	103.6				
			20-21	137				

M-7	19	448.76	19-16	362.6	75	Pharmacie	2.28	0.01	2.29
			19-20	103.6					
			19-26	227					
	26	449.37	26-19	227					
			26-25	248					
			26-27	210					
	25	454.69	25-26	248					
			25-22	235					
			25-24	199					
	22	451.33	22-25	235					
			22-23	194.7					
			22-21	21					
	21	450.99	21-22	21					
			21-20	137					
21-18			362.5						
20	449.54	20-17	356.5						
		20-19	103.6						
		20-21	227						
M-8	22	451.33	22-25	235	62	CEM + Lycée + Ecole Pub + Projeté	1.88	0.38	2.27
			22-23	194.7					
			22-21	21					
	25	454.69	25-26	248					
			25-22	235					
			25-24	199					
	24	459.02	24-23	228.5					
			24-25	199					
23	457.61	23-12	410.5						
		23-22	194.7						
		23-24	228.5						
M-9	14	454.11	14-11	272.5	40	Maison de jeunes + APC + Bibliothèque + Cafétéria	1.21	0.09	1.31
			14-15	225					
			14-18	122					
	15	452,9	15-14	225					
			15-16	129.17					
			15-37	28					
	16	453.34	16-15	129.17					
			16-17	106					
16-19			362.6						
17	451.74	17-16	109						
		17-18	106						

			17-20	356.5				
	18	453.79	18-17	122				
			18-14	109				
			18-21	362.5				

Tableau III.2 récapitulation de calcul des débits d'estimation économique ramifié :

Ramifie	N° Nœud	Altitude (m)	N° Tronçons	Longueur (m)	N° de foyer	Etablissement	Q point j Dom (l/s)	Q moy j Etabl (l/s)	Débit j Point (l/s)
R1	27	449.93	27-25	210	7	Jardin	0.21	0.25	0.46
			27-28	252.5					
			27-29	62					
	29	447.92	29-27	62					
			29-30	37.5					
			29-31	167					
	31	445.93	31-29	167					
31-32			78.5						
31-33			80						
R2	43	447.51	43-40	528	12		0.36		0.36
			43-44	518					
44	439.67	44-43	518						
		R3	40	447.63	40-38	254	48	1.46	
40-41	197.2								
40-43	528								
41	444.19	41-40	197.2						
		R5	38	450.7	38-37	402	25	Gendarmerie National	0.76
38-42	445								
38-40	254								
42	449.5	42-38	445						
		R6	35	453.39	35-36	127	14	PTT + Cimetière	0.43
35-37	366.5								
36-35	127								
36	451.49								
		R7	1	467.21	1-R	295	4	Zone d'activité	
01-août	225.55								
01-févr	136.5								
8	466.13		8_2	225.55					
			8_9	400					
9	464.37		9_10	586.5					
		9_8	400						
		9_13	540						

### III .8 Méthodes d'alimentation du réseau :

Le réseau d'aqueduc est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnent sous pression.

Il faut donc un système d'alimentation de ce réseau qui permet de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constant. Il existe plusieurs façons de réaliser cette alimentation, dont voici les principales :

#### III .8.1 Distribution gravitaire :

- Réseau branché sur un réservoir suffisamment élevé pour assurer les débits et les pressions
- Possibilité de pompage mobile pour la lutte aux incendies.

#### III .8.2 Pompage combiné :

- Pompage lors des périodes de basse consommation vers des réservoirs élevés.
- Méthode économique si le pompage est fait à rendement maximum.

#### III .8.3 Pompage direct :

- Pompage direct dans le réseau.
- Méthode le moins avantageuse en raison des possibilités de panne de puissance d'une variation et d'une distribution de la pression la plus difficile et des couts d'énergie surtout en pointe.
- Bon débit d'incendie.

### III .9 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

La distribution de l'eau à partir de réservoir sera assuré par un réseau de canalisation sur lesquelles les branchements sont piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible, avec la hauteur des immeubles.

#### III .9.1 Méthode de calcul

##### A) Réseau maillé

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution maillé est celle de **HARDY CROSS** effectuée par le logiciel de simulation EPANET, il utilise l'algorithme

**HARDYCROSS** pour déterminer les corrections des débits dans les conduites, cette méthode repose sur deux lois :

✓ **1<sup>er</sup> loi (équation de continuité : 1<sup>ère</sup> Loi de KIRCHOFF)**

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui y arrive est égale à la somme des débits qui y partent.

✓ **2<sup>ème</sup> loi (Loi des mailles)**

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charge est nulle.

$$\Sigma \Delta H_{I-K} = \Sigma (R_{I-K} \cdot Q_{I-K}^2) = 0 \dots \dots \dots (III.2)$$

Où :

✓  $R_{I-K}$  : Résistance de la conduite, telle que :

$$R = \frac{8 \lambda L}{D^5 \pi^2 g} \dots \dots \dots (III.3)$$

Où :

- ✓  $\lambda$  : Coefficient de frottement.
- ✓  $D$  : Diamètre du tronçon concerné.
- ✓  $Q_{I-K}$  : Débit du tronçon concerné.

On doit alors vérifier, d'après la deuxième loi, que la somme des pertes de charge (compte tenu des signes dans les mailles) est nulle. Ordinairement, cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de modifier cette répartition d'une valeur  $\Delta q$  à ajouter ou à retrancher selon le signe, cette valeur est donnée par la formule ci-après :

$$\Delta q = \frac{\Sigma J}{2 \Sigma \frac{J_i}{Q_i}}$$

Avec :

- ✓  $\Sigma J$  : Somme des pertes de charge dans une maille donnée en (m).
- ✓  $J_i$  : Pertes de charge du tronçon  $i$  en (m).
- ✓  $Q_i$  : Débit reparti préalablement pour le tronçon  $i$  en (l/s).

**B) Réseau ramifié**

Il suffit de lui introduire les débits nodaux au niveau des nœuds qui sont déterminés par la formule (IV.1).

### III .10 MODELISATION HYDRAULIQUE

Une modélisation hydraulique honnête et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace.

Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- ✓ La taille du réseau étudié est illimitée.
- ✓ Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weitsback, et Chézy-Manning.
- ✓ Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés...etc.
- ✓ Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- ✓ Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- ✓ Il peut modéliser différents types de vannes, comme les clapets anti-retour, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt...etc.
- ✓ Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (Le diamètre peut varier avec la hauteur).
- ✓ Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- ✓ Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression.
- ✓ Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simples (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.

#### III .10.1 Formules de pertes de charge utilisées

##### a- Pertes de charge linéaires

La formule utilisée pour la détermination des pertes de charges linéaires est celle de

Darcy-Weisbach :

$$J_1 = \lambda \cdot L \cdot \frac{v^2}{2gD}$$

Avec :

- ✓  $J_1$  : Pertes de charge linéaire (m).
- ✓  $L$  : Longueur de la conduite (m).
- ✓  $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g=9.81\text{m/s}^2$ ).

- ✓  $\lambda$  : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Le coefficient  $\lambda$  est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{K}{3,71 \cdot D} + \frac{2,51}{R \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

- ✓  $R_e$  : Nombre de Reynolds est donnée par la formule suivante :

$$R_e = \frac{vD}{\nu}$$

- ✓  $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau donné par la formule de STOCKES suivante :  $\nu = \frac{0.0178}{1+0.00337t+0.000221t^2}$

D'où, à  $t = 20^\circ \text{C}$ , la viscosité cinématique sera de  $\nu = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ .

- ✓  $K$  : Rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau.

Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites en PEHD sont :

- ✓  $K = 0.01 \text{mm}$  pour  $D \leq 200 \text{mm}$
- ✓  $K = 0.02 \text{mm}$  pour  $D > 200 \text{mm}$

### b- Pertes de charge singulières

Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD :

$$J_s = 0,1 \cdot J_l$$

### c- Pertes de charge totales

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$J_T = J_l + J_s$$

## III .10.2 Diamètres des conduites

Les étapes classiques de l'utilisation du logiciel EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- ✓ Décrire le fonctionnement du système.
- ✓ Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- ✓ Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- ✓ Visualiser les résultats d'une simulation.
- ✓ Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre **0,5** et **1,5 m/s**.

### III .11 Choix de type de matériau :

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

- Le diamètre.
- La pression de service à supporter par le matériau.
- Les conditions de pose.
- Le prix de la conduite.
- La durée de la vie du matériau.
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ...etc.)

Parmi le matériau utilisé on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PEHD.

Tableau III.3 Diamètres commerciales de conduite en PEHD

Désignation	10 Bars			16 Bars		
	Diametre intérieur (mm)	L'épaisseur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Diametre intérieur (mm)	L'épaisseur (mm)	Diamètre extérieur (mm)
Tube PEHD	15.4	2.30	20	16.00	2.00	20
Tube PEHD	19.00	3.00	25	21.00	2.00	25
Tube PEHD	24.80	3.60	32	27.20	2.40	32
Tube PEHD	31.00	4.50	40	34.00	3.00	40
Tube PEHD	38.80	5.60	50	42.60	3.70	50
Tube PEHD	48.80	7.10	63	53.60	4.70	63
Tube PEHD	58.20	8.40	75	63.80	5.60	75
Tube PEHD	73.60	8.20	90	79.20	5.40	90
Tube PEHD	90.00	10.00	110	96.80	6.60	110
Tube PEHD	102.20	11.40	125	110.20	7.40	125
Tube PEHD	123.40	8.30	140	123.40	8.30	140
Tube PEHD	130.80	14.60	160	141.00	9.50	160
Tube PEHD	158.60	10.70	180	158.60	10.70	180
Tube PEHD	163.60	18.20	200	176.20	11.90	200
Tube PEHD	198.20	13.40	225	198.20	13.40	225
Tube PEHD	204.60	22.70	250	220.40	14.80	250
Tube PEHD	246.80	16.60	280	246.8	16.6	280
Tube PEHD	257.80	28.60	315	277.6	18.7	315

Remarque :

- Les valeurs en rouge n'existent pas dans le marché.
- Dans notre étude nous avons opté les conduites PEHD PN 10.

### III .12 Simulation par EPANET

#### III .12.1 Cas Etude Statique ;

Le model statique permet de vérifier pour une configuration donnée du réseau , la satisfaction des exigences des abonnés en terme de pression et de débit.

L'intérêt est de dimensionner les conduite et dispositifs hydraulique.

L'état de conduite et la demande sont supposés connus, toutes les conduites sont représentées les résultats de simulation de tableau suivantes.

Tableau III.4 Caractéristique hydraulique des tuyaux

N°	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes Charges Unit. (m/km)
Tuyau R-1	295	213.2	0.05	40.27	0	14.73
Vanne V1	136.5	106.6	0.05	7.7	0.36	0
Vanne V2	225.55	170.6	0.05	31.68	1.39	0
Tuyau 2-4	308	63.8	0.05	2.66	0.83	12.94
Tuyau 2-7	175.5	53.6	0.05	1.99	0.43	3.09
Tuyau 2-45	103	76.6	0.05	2	0.43	3.12
Tuyau 3-6	431	53.6	0.05	0.89	0.62	12.66
Tuyau 3-7	240	53.6	0.05	0.94	0.66	14
Tuyau 4-5	371	53.6	0.05	1.61	0.71	12.12
Tuyau 5-6	137.5	53.6	0.05	0.61	0.43	6.38
Tuyau 8-9	400	170.6	0.05	30.79	1.35	9.49
Tuyau 9-10	586.5	136.4	0.05	17.71	1.22	10.27
Tuyau 9-13	540	136.4	0.05	11.08	0.76	4.24
Tuyau 10-11	43	136.4	0.05	16.38	1.12	8.83
Tuyau 11-12	261	53.6	0.05	1.58	0.7	11.68
Tuyau 11-14	272.5	170.6	0.05	16.59	0.63	2.95
Tuyau 12-13	300.5	136.4	0.05	10.02	0.69	3.52
Tuyau 12-23	410.5	93.8	0.05	7.07	1.02	11.77
Tuyau 14-15	225	106.6	0.05	7.53	0.84	7.02
Tuyau 14-18	122	106.6	0.05	8.48	0.95	8.76
Tuyau 15-16	129.17	63.8	0.05	2.03	0.64	7.87
Vanne V3	28	170.6	0.05	5.24	0.23	0
Tuyau 16-17	106	93.3	0.05	4.15	0.61	4.5
Tuyau 16-19	362.5	93.3	0.05	3.88	0.56	3.88
Tuyau 17-18	109	93.3	0.05	6.26	0.98	9.63
Tuyau 17-20	356.5	42.6	0.05	0.6	0.42	6.07
Tuyau 18-21	362.5	42.6	0.05	0.42	0.33	3.9
Tuyau 19-20	103.6	63.8	0.05	1.13	0.35	2.7
Tuyau 19-26	227	63.8	0.05	1.3	0.41	3.5
Tuyau 20-21	137	42.6	0.05	0.91	0.64	13.86
Tuyau 21-22	21	53.6	0.05	2.29	1.01	23.38
Tuyau 22-23	194.7	93.3	0.05	4.53	0.66	5.3
Tuyau 22-25	235	53.6	0.05	1.04	0.46	5.4
Tuyau 23-24	228.5	63.8	0.05	1.65	0.52	5.38
Tuyau 24-25	199	63.8	0.05	1.65	0.52	5.38
Tuyau 25-26	248	63.8	0.05	1.78	0.56	6.15
Vanne V4	210	76.6	0.05	2.38	0.52	0
Tuyau 27-28	252.5	42.6	0.05	0.36	0.25	2.42

Le tableau suivantes résume les calculs des pressions et des pertes de charge entre les nœuds à l'aide du logiciel EPANET

**Tableau III.5 Caractéristique hydraulique des nœuds**

N° Nœud	Altitude (m)	Demende de base (l/s)	Pression (m)
Nœud 1	467.21	0.8	20.64
Nœud 2	462.43	1.05	25.42
Nœud 5	453.73	1	25.63
Nœud 6	451.13	1.5	27.63
Nœud 7	458.82	1.05	28.48
Nœud 8	466.13	0.89	21.72
Nœud 9	464.37	1.96	19.98
Nœud 10	456.01	1.37	22.02
Nœud 11	456.72	1.37	20.78
Nœud 12	459.81	1.37	20.89
Nœud 13	464.35	1.06	17.41
Nœud 14	454.41	0.58	22.43
Nœud 15	452.9	0.29	22.36
Nœud 16	453.34	2.3	20.91
Nœud 17	451.74	1.5	22.98
Nœud 18	453.79	1.76	21.98
Nœud 19	448.76	1.45	24.05
Nœud 20	449.54	2.64	23
Nœud 21	450.99	1.85	23.50
Nœud 22	451.33	1.21	23.5
Nœud 23	457.61	0.88	18.25
Nœud 24	459.02	0.57	14.24
Nœud 25	454.69	0.91	17.76
Nœud 26	479.37	0.7	21.78
Nœud 27	449.93	0.32	21.22
Nœud 28	451.26	0.36	19.74
Nœud 29	448.27	0.28	21.54
Nœud 30	448.27	0.37	21.44
Nœud 31	445.93	0.34	23.33
Nœud 32	444.64	0.35	24.43
Nœud 33	449.33	0.39	19.73
Nœud 4	460.03	1.05	23.68
Nœud 3	456.61	0.05	27.18
Nœud 35	453.39	0.44	13.44
Nœud 36	451.49	0.75	14.16
Nœud 37	454	0.57	20.75

Nœud 38	452.11	0.6	19.18
Nœud 40	448.36	0.46	22.06
Nœud 41	444.19	0.72	24.53
Nœud 42	449.65	0.77	20.67
Nœud 43	447.51	0.18	15.66
Nœud 44	439.67	0.75	18.70
Nœud 45	458.65	1	28.72
Nœud 46	452.16	1	34.69
R	471.12	40.84	2

L'eau dans le monde constitue aujourd'hui un pari stratégique, et l'affaire dépasse l'Algérie, où l'Etat a fait face au difficile défi de fournir l'eau au citoyen en tant que service public, et jusqu'à ce que ce service soit réalisé selon des conditions et des normes bien connues. . Afin de faire face à ces obstacles, un certain nombre de mesures ont été mises en place pour une meilleure gestion des ressources en eau.

L'Algérie a recouru à la création de l'Agence Algérienne de l'Eau qui est un établissement public national à caractère commercial et industriel placé sous la tutelle du Ministre chargé des Ressources en eau. Standardisation et contrôle de la qualité de l'eau distribuée Initier tous travaux visant à économiser l'eau, notamment par

- ✓ Améliorer l'efficacité des réseaux de commutation et de distribution
- ✓ Introduire toutes les technologies pour économiser l'eau
- ✓ Lutter contre le gaspillage d'eau en développant des processus d'information, de formation, d'éducation et d'amélioration des usagers
- ✓ Filmer des programmes d'études avec des intérêts éducatifs publics pour diffuser la culture de l'économie de l'eau

Pour cette raison, dans les zones sèches et moins densément peuplées, il recourt à la distribution par zone

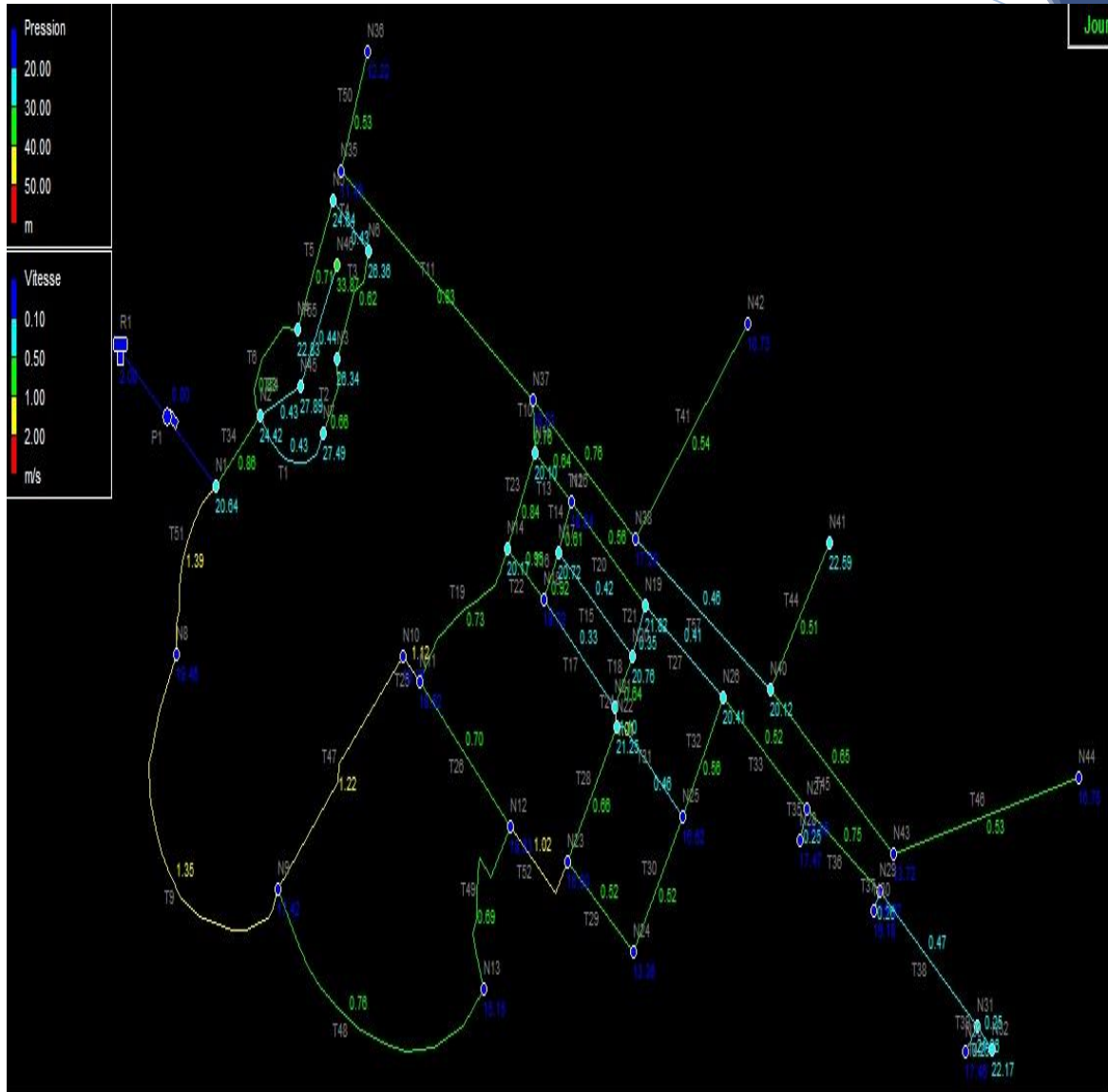


Figure III.3 simulation de réseaux de distribution

Zone 1

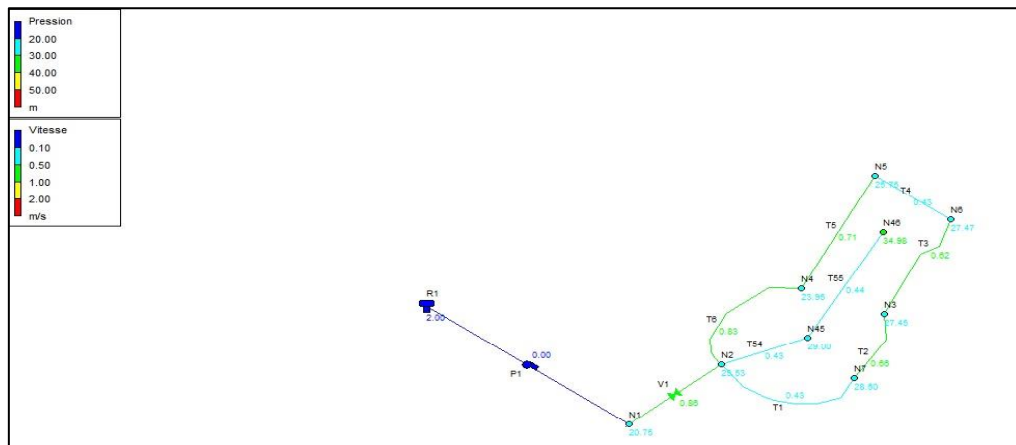


Figure III.4 simulation par Epanet de la zone No1





**III .12.2 Cas étude dynamique**

La Simulation a l'état dynamique est utilisée pour évaluer les performances du système avec le temps, ce type d'analyse permet à l'utilisateur de modeler le remplissage et le vidange des réservoirs

La demande en eau dans un système d'alimentation en eau potable varie selon l'année, la saison, la journée et même d'une heure à l'autre au cours de la même journée. Cette demande dépend étroitement du niveau de vie qui évolue sans cesse, des conditions météorologiques variables avec la saison et même avec la journée, et de l'heure de la journée à laquelle elle se manifeste. Ainsi la consommation en eau potable des populations varie de façon importante; elle est très influencée par le type du dispositif d'alimentation en eau, la disponibilité de la pression,

les habitudes culturelles, les normes et les modes de vie, l'utilisation qui est faite de l'eau, ainsi que son coût et sa qualité.

**a- Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant**

- Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de Cette dernière.
- Nous avons besoin de 150 m<sup>3</sup> j d'eau pour éteindre le feu pendant 2 heures par jour, égale à 1,38 l/s. divisé par 0.69 l/s dans 15-16.00h et 0.69 l/s dans 16-17.00 h (Tableau III .7)
- La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant:

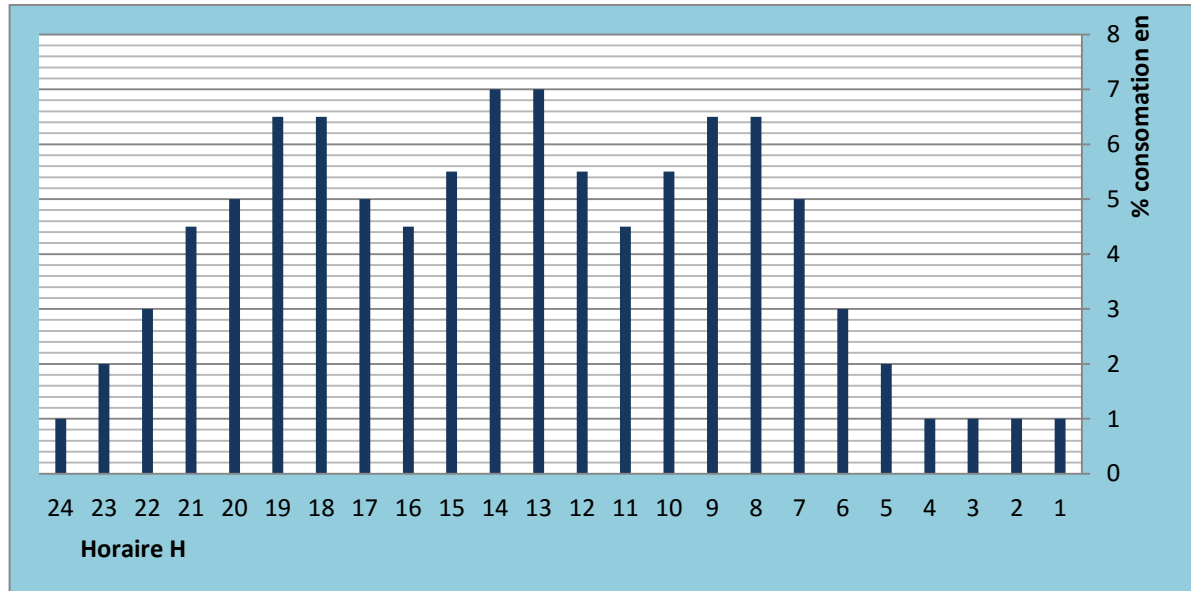
**Tableau III.6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants**

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	<b>0.75</b>
1-2	1	1.5	3.2	3.25	<b>0.75</b>
2-3	1	1.5	2.5	3.3	<b>1</b>
3-4	1	1.5	2.6	3.2	<b>1</b>
4-5	2	2.5	3.5	3.25	<b>3</b>
5-6	3	3.5	4.1	3.4	<b>5.5</b>
6-7	5	4.5	4.5	3.85	<b>5.5</b>
7-8	6.5	5.5	5.9	4.9	<b>5.5</b>

8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	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	4.3	6
19-20	5	4.5	4.5	3.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	3	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

**Remarque:**

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas on choisit la répartition **Moins de 10000 hab.** (puisque le nombre d'habitants à l'année 2049 sera **7927 hab.**)



**Figure III.8 Variation horaire de la consommation**

Pour calculer les caractéristiques hydrauliques du réseau pendant toutes les heures de la journée, Il faut associer une courbe de modulation à la distribution journalière .

**b- Courbe de modulation:**

Il calcule, en fonction d'une description de la structure du réseau et de la répartition des consommations, les débits, vitesses et pressions en tout point. Ce calcul est réalisé un régime permanent (simulation instantanée pour des conditions de fonctionnement telles que le jour de pointe, l'heure de pointe) ou en régime dynamique (évolution du réseau sur 24 heures La consommation peut être asservie à la pression de distribution.

La simulation dynamique á pas de temps adaptatif pour assurer précision et transparence.

Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau suivant  $Q_{max j} = 25.74 \text{ l/s}$

**Tableau III.7 Détermination le débit max de demande horaire**

Horaire H	Moins de 10000 %	consommation domestique horaire (l/s)	consommation de l'incendie (l/s)	consommation plus l'incendie (l/s)	consommation de l'équipement plus l'incendie (l/s)	courbe de modulation de l'équipement
0-1	1	0,0764		0,0764	0,28	1
1-2	1	0,0764		0,0764	0,28	1
2-3	1	0,0764		0,0764	0,28	1
3-4	1	0,0764		0,0764	0,28	1
4-5	2	0,1528		0,1528	0,28	1
5-6	3	0,2292		0,2292	0,28	1
6-7	5	0,382		0,382	0,28	1
7-8	6,5	0,4966		0,4966	0,28	1
8-9	6,5	0,4966		0,4966	0,28	1
9-10	5,5	0,4202		0,4202	0,28	1
10-11	4,5	0,3438		0,3438	0,28	1
11-12	5,5	0,4202		0,4202	0,28	1
12-13	7	0,5348		0,5348	0,28	1
13-14	7	0,5348		0,5348	0,28	1
14-15	5,5	0,4202		0,4202	0,28	1
15-16	4,5	0,3438	0,69	1,0338	0,28	1
16-17	5	0,382	0,69	1,072	0,28	1
17-18	6,5	0,4966		0,4966	0,28	1

18-19	6,5	0,4966		0,4966	0,28	1
19-20	5	0,382		0,382	0,28	1
20-21	4,5	0,3438		0,3438	0,28	1
21-22	3	0,2292		0,2292	0,28	1
22-23	2	0,1528		0,1528	0,28	1
23-24	1	0,0764		0,0764	0,28	1
TOTAL	100	7,64	1,38	9,02	6,63	24

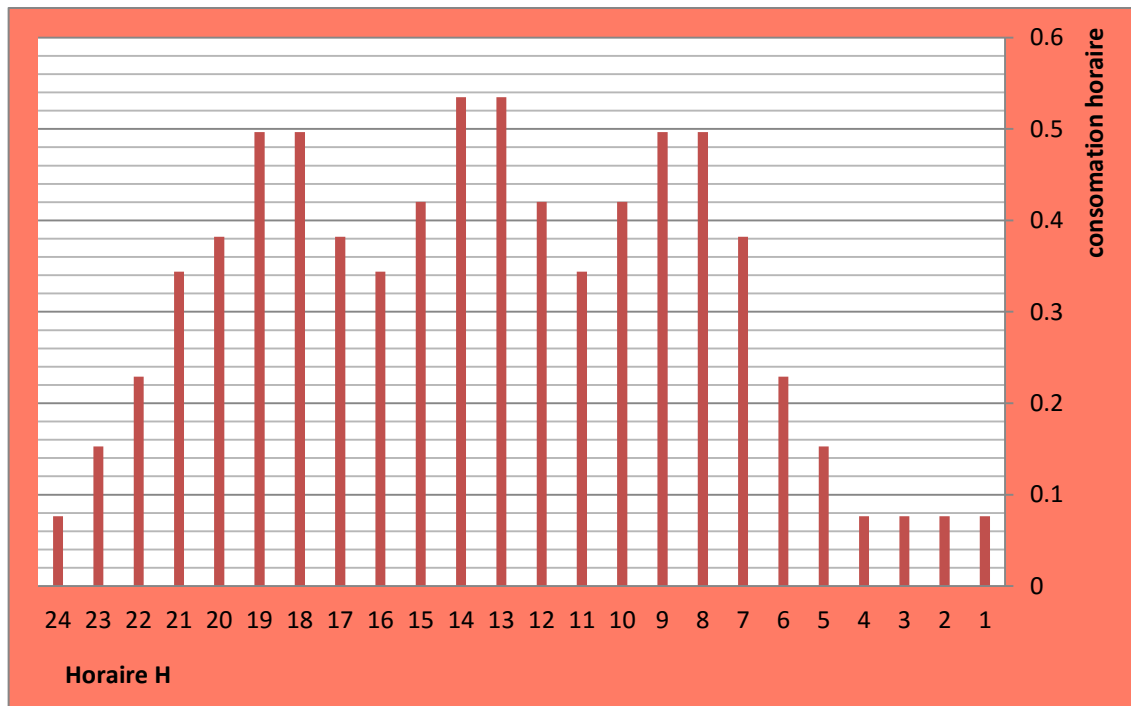


Figure III.9 Courbe de modulation domestique .

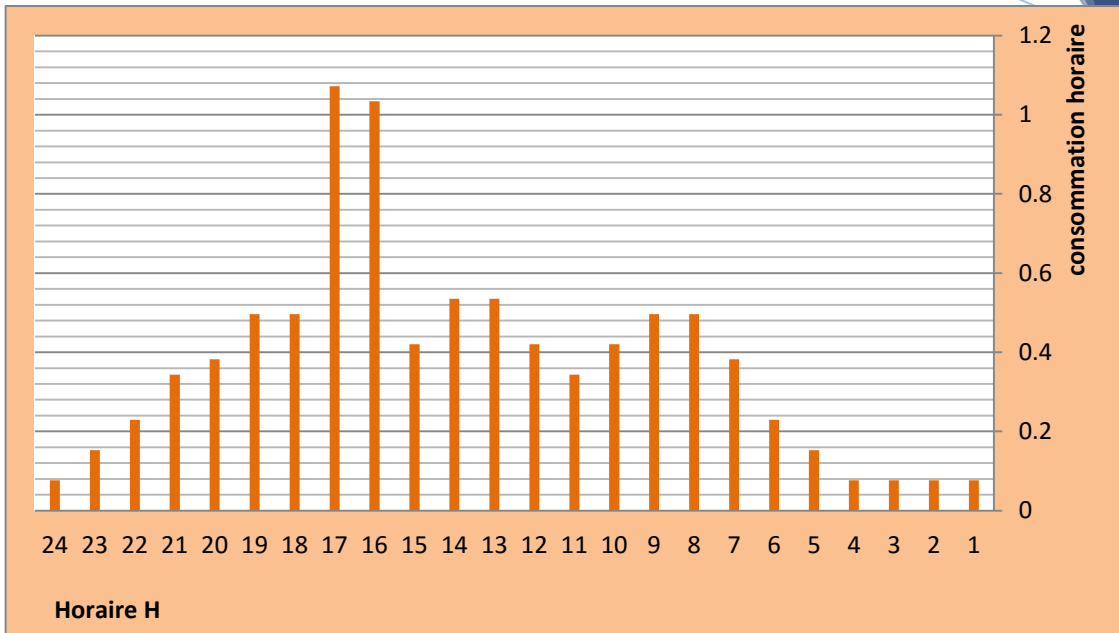


Figure III.10 Courbe de modulation domestique avec l'incendie.

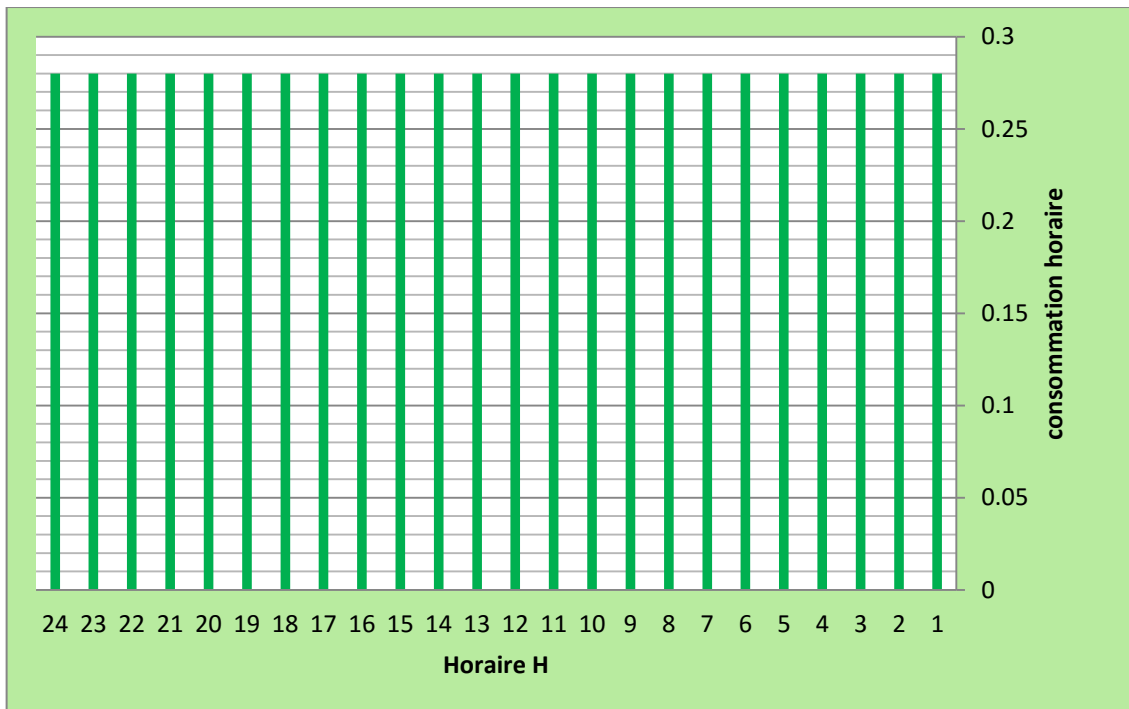


Figure III.11 Courbe de modulation d'équipement.

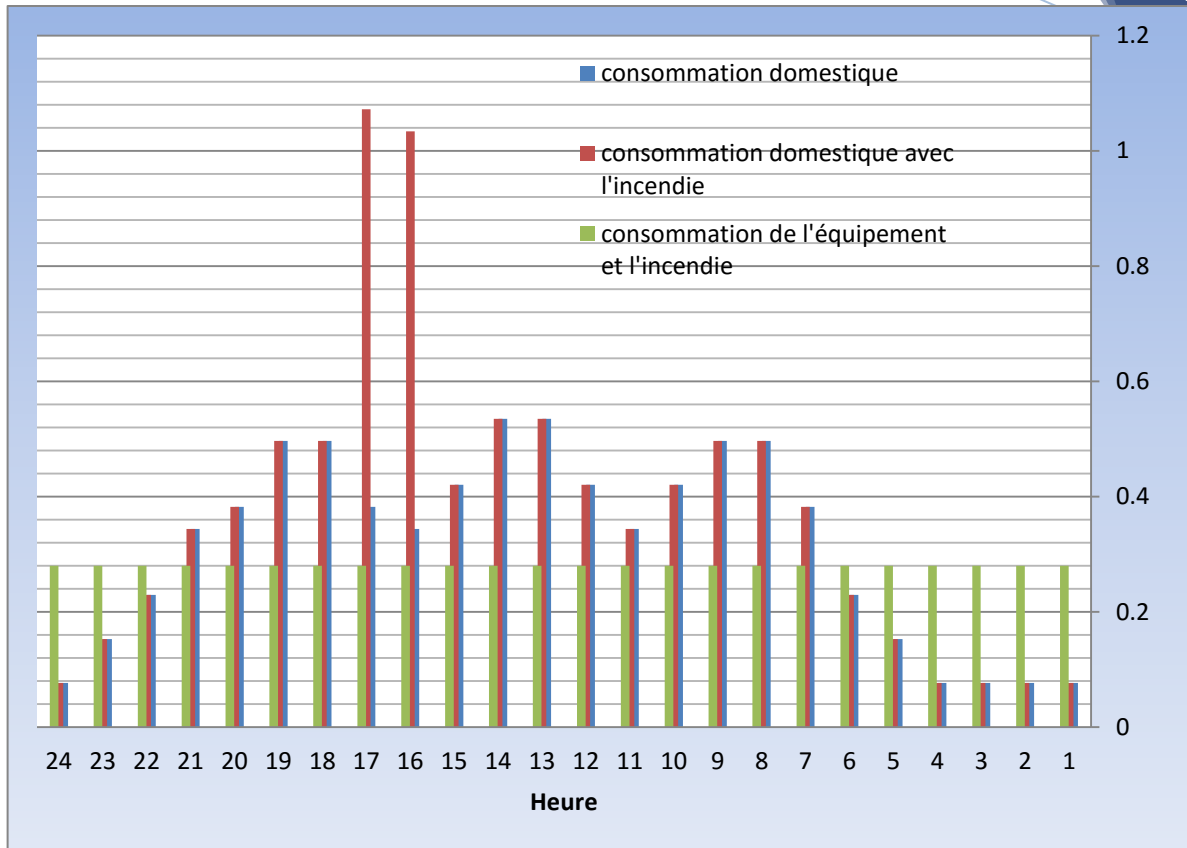


Figure III.12 Courbe de consommation des débits horaire .

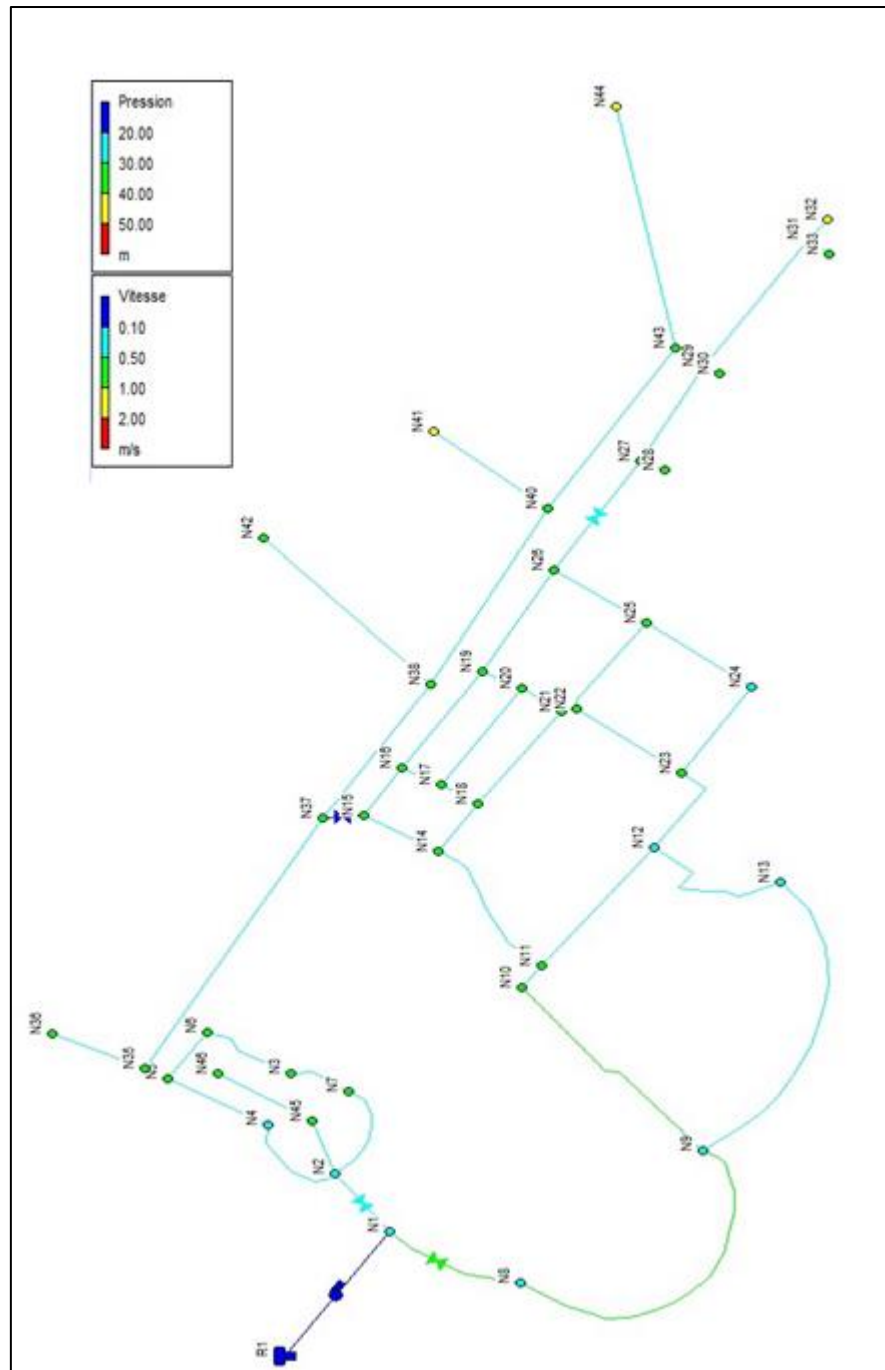


Figure III.13 les vitesses et les pressions dans le réseau de distribution à 8:00

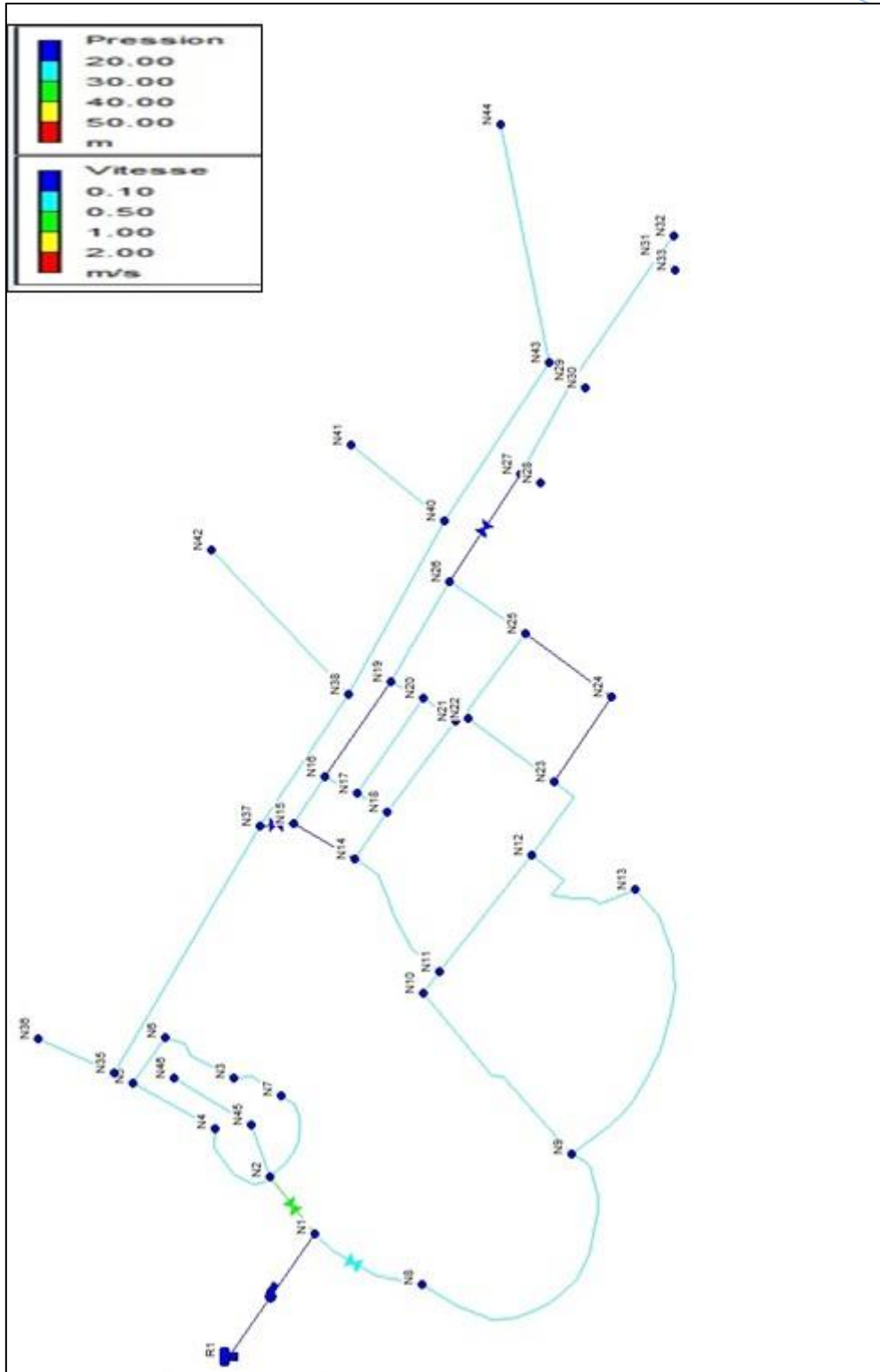


Figure III.14 les vitesses et les pressions dans le réseau de distribution à 13:00

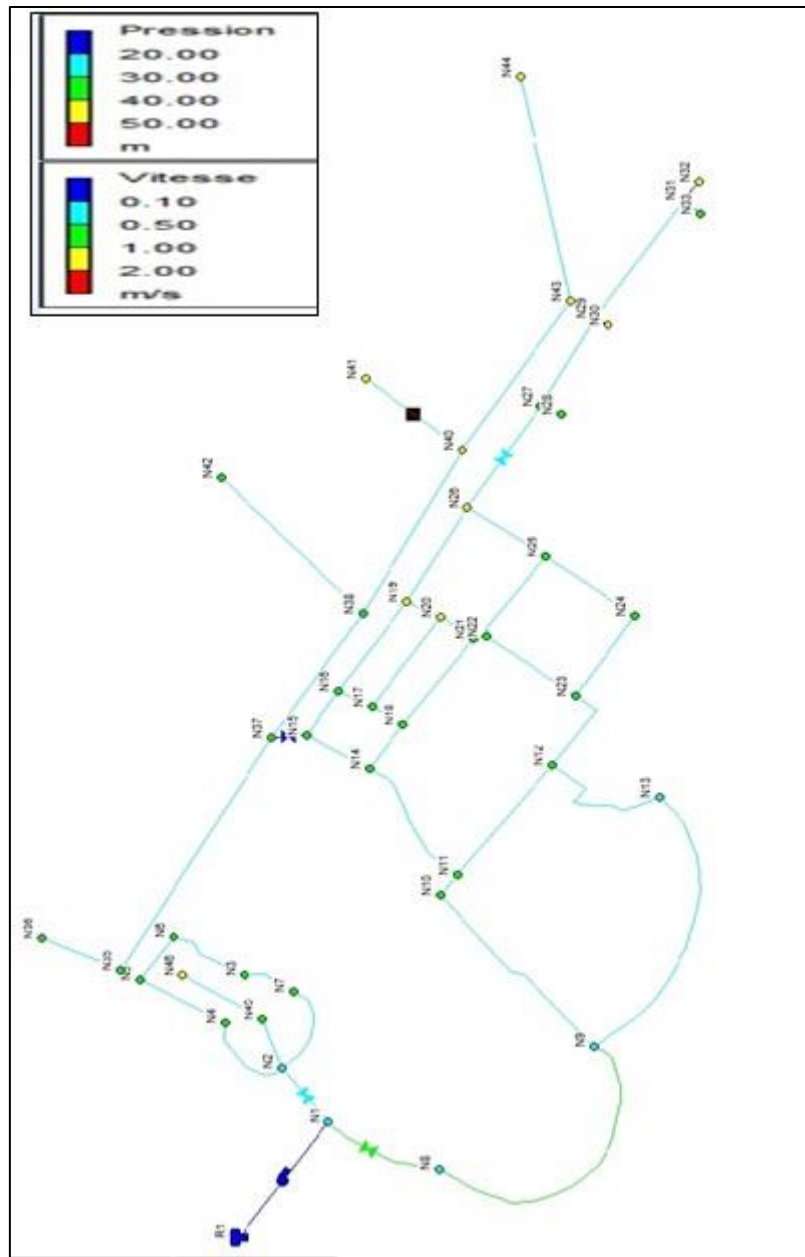


Figure III.15 les vitesses et les pressions dans le réseau de distribution à 16:00

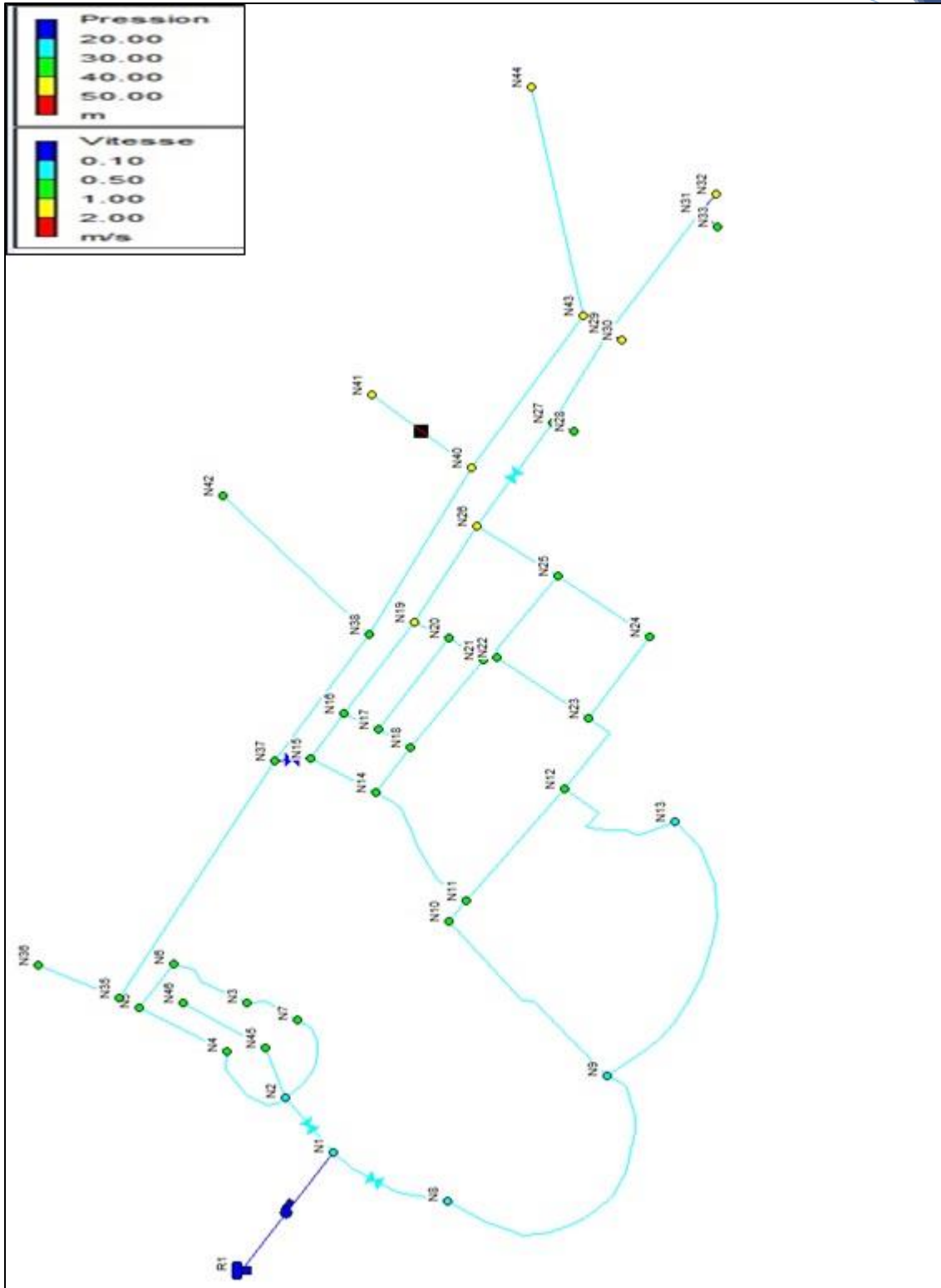


Figure III.16 les vitesses et les pressions dans le réseau de distribution à 20:00

**Interprétation :**

Après réalisation de la simulation dynamique durant les 24 heures, et qui répond aux conditions initial du cas réel (courbe de modulation de consommation aux nœuds). - les vitesses augmentent significativement suivant la demande, entre la nuit et la journée (heures creuses et de pointe). les valeurs de pression dans les nœuds de demande augmentent proportionnelle de la journée vers la nuit (moins se vitesse de circulation ----> moins de pertes de charges)

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons fait une vérification du réseau de distribution en eau potable de la ville de TIMGAD et pour mener à bien notre vérification en a fait une simulation statique et dynamique à l'aide le logiciel **Epanet** qui recuit des données qu'on a calculée (débit des nœuds), et la connaissance des diamètres existant ainsi que les longueurs, et les cotes de terrain naturelle tout ça pour assurer le bon fonctionnement de cette réseau.



# Chapitre IV

---

---

## QUALITE DES EAUX DE DISTRUBUTION

---

---

## IV .1 Introduction

Une préoccupation majeure des traiteurs et distributeurs d'eau est de répondre à la demande des consommateurs et d'assurer le maintien de la qualité de l'eau potable au cours de sa distribution, dans le but d'un respect des normes, et dans un souci de préservation de la santé publique.

La résistance des bactéries à ce milieu est due à leur organisation en biofilm, c'est à dire en micro colonies dispersées, situées à la surface des conduites d'adduction d'eau potable.

La présence de ce biofilm bactérien au sein des réseaux de distribution d'eau potable peut être à l'origine de non-conformité lors du décrochage de ces biomasses fixées et peut constituer un abri aux bactéries potentiellement pathogènes.

## IV .2 Les Réseaux de distribution d'eau potable en tant que réacteur complexe :

L'objectif premier de ces réseaux était l'acheminement de l'eau vers les consommateurs, afin de répondre en quantité suffisante et en tout point du réseau à leur demande. La gestion de ces réseaux à longtemps consiste en la gestion de simples outils de transport d'eau et les aspects quantitatifs étaient privilégiés par rapport aux aspects qualitatifs, entraînant ainsi des sur dimensionnements de réseaux.

En effet, un système de distribution d'eau potable ne doit pas être seulement considéré comme un système inerte, mais comme un réacteur complexe (figure IV.1), siège d'interactions physico-chimiques et biologiques. [3]

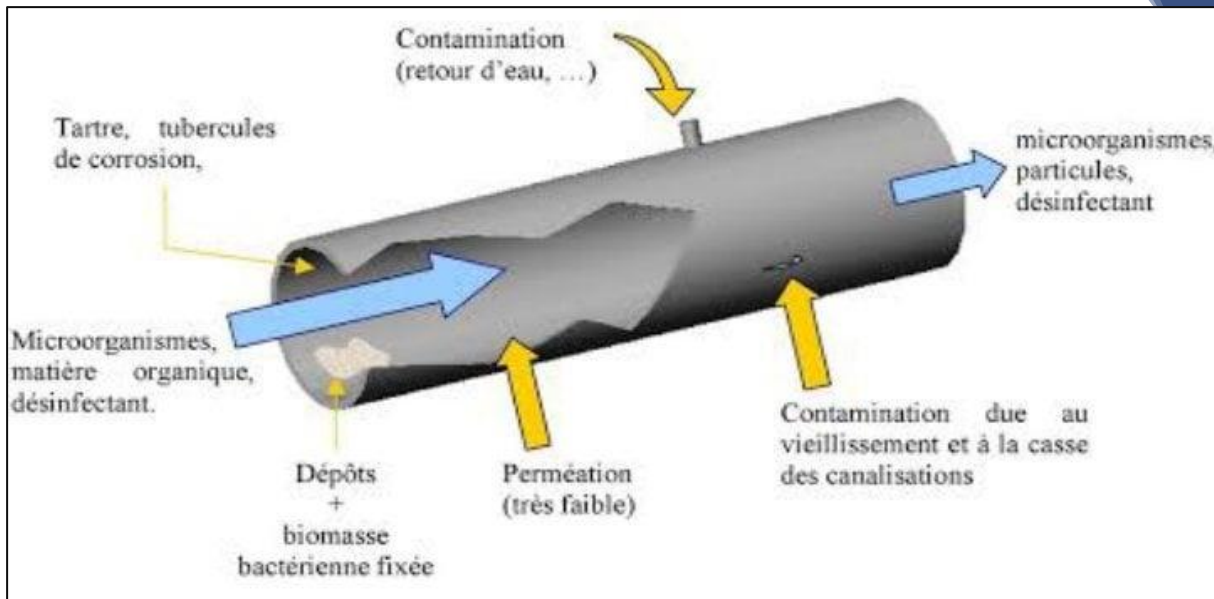


Figure IV.1 Schéma d'un réseau réacteur [3]

**Remarque:** les travaux de réhabilitation sur réseaux ont pour but de limiter la formation de tubercules de corrosion, et un mauvais vieillissement des canalisations.

### IV .3 Evolution de la qualité de l'eau le long d'un système de distribution d'eau potable :

Des études réalisées sur des réseaux de distribution d'eau potable d'assez grande étendue, ont permis l'observation de variations de la qualité microbiologique des eaux transportées le long du système de distribution.

Ces variations sont visualisables sur la figure 2.

L'augmentation du temps de séjour de l'eau dans le réseau s'accompagne de celle de la densité bactérienne (sauf quand présence de postes de recoloration sur le réseau), traduisant une dynamique bactérienne. De cette dynamique résulte l'instabilité biologique de certains réseaux de distribution d'eau potable

Les biofilms correspondent à des associations de microorganismes inclus dans matrice d'exopolymères, qui sont généralement attachées à la surface de toutes sortes de matériaux, tels que les métaux, les plastiques, les particules de sols, tissus, ....

Au niveau des réseaux de distribution d'eau potable, les biofilms consistent, le plus souvent, en une association de plusieurs espèces: bactéries, Champignons, algues, protozoaires, contenues au sein de dépôts de débris particulaires et de produits de corrosion

L'origine des bactéries dans les systèmes de distribution d'eau potable est souvent mal cernée:

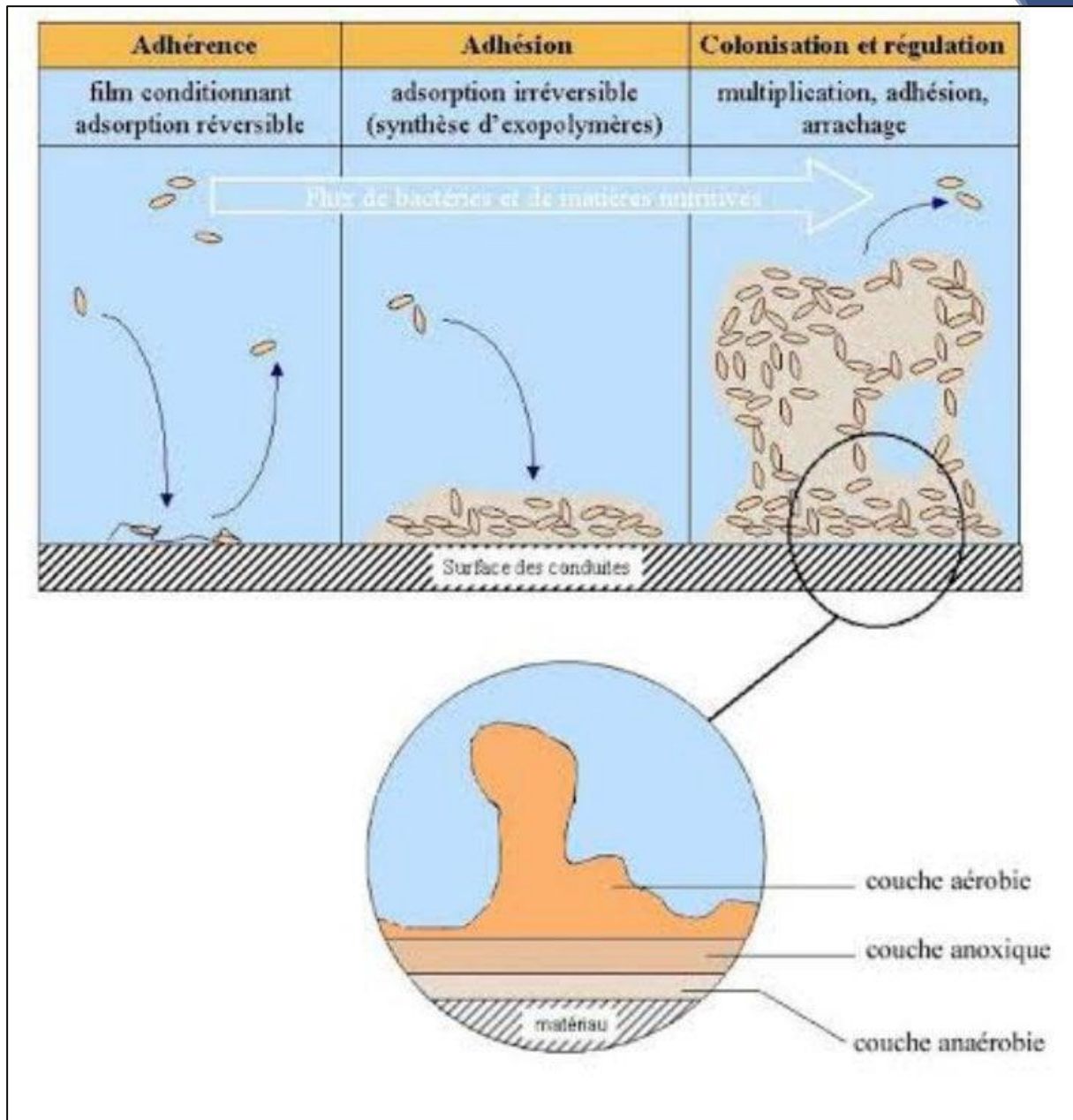
- les réservoirs, où l'eau se trouve en contact avec l'air, et où les orifices, mal protégés, peuvent permettre le passage de poussières ou d'insectes apportant des contaminations,
- le temps de séjour de l'eau dans les réservoirs ou dans les canalisations, qui peut être plus ou moins important.
- des contaminations externes par retour d'eau et l'intervention sur les réseaux, tels que les travaux, la pose de nouvelles.

Une fois les bactéries circulant dans les canalisations, celles-ci agrègent et se multiplient la surface interne des canalisations: elles forment alors un biofilm. Des phénomènes d'arrachage de bactéries depuis le biofilm, développé sur les parois internes des canalisations, peuvent alors avoir lieu et être à l'origine de remise en solution de microorganismes, et donc de sur la contamination microbiologique du réseau.

Les conséquences de la présence d'un biofilm sont multiples et concernent aussi bien les populations bactériennes, que les caractéristiques physiques du réseau:

- les bactéries accumulées au niveau d'un biofilm constituent le premier maillon d'une chaîne alimentaire et ainsi favorisent le développement de microorganismes,
- certains types bactériens peuvent induire, par leur présence ou leur activité métabolique, une augmentation de la turbidité, de la sapidité et de l'odeur de l'eau,
- certaines bactéries peuvent accélérer le phénomène de corrosion. Le terme de biocorrosion est alors utilisé,
- les capacités de distribution d'un réseau peuvent être diminuées par l'augmentation des forces de résistance, induites par la présence de biofilms,

Les différentes étapes de la formation , puis de l'évolution d'un biofilm sont présentées sur la figure ci-dessus. [3]



**Figure IV.2** Représentation schématique de la formation d'un biofilm dans un réseau de distribution [3]

#### IV .4 Chloration d'eau (eaux des forages)

- Eaux destinées à usage humain qui n'ont pas été chlorées à l'avance. C'est le cas des eaux qui arrivent de sources ou de puits et qui sont distribuées directement aux utilisateurs. La quantité du chlore serait utilisée pour désinfecter et pour maintenir un résiduel. La chloration serait effectuée dans le réservoir avec un système de

recirculation pour la contrôler convenablement de façon que l'eau distribuée aux utilisateurs contienne en tout moment le résiduel nécessaire.

- Des eaux qui ont été chlorées auparavant mais que, à cause de la distance entre l'endroit de traitement et celui de distribution finale, ou à cause de possibles pertes de chlore après le procès de chloration, ne contiennent pas un chlore résiduel approprié au lieu plus éloigné du réseau de distribution.

#### **V .4.1 Chloration en réservoir avec recirculation:**

Quand l'eau entre dans la cuve on effectue une chloration proportionnelle. A la sortie, s'il est nécessaire, on ferait un réglage (dose de rappel). Il se forme un circuit de recirculation, de telle façon qu'une partie de l'eau qui sort du réservoir est distribuée a la population et une autre partie retourne au réservoir. Ainsi on peut atteindre la valeur consigne pour tout le contenu du réservoir. La proportion d'eau circulée peut être choisie parmi le robinet-vanne qui contrôle la recirculation.

#### **IV .4.2 Chloration en ligne:**

La désinfection proprement dite a été déjà effectuée auparavant. C'est un cas de chloration de rappel pour maintenir le niveau de chlore résiduel nécessaire. Un exemple serait une station de chloration dans un réseau de distribution très étendu, où le traitement de désinfection a été effectué à une grande distance du point de consommation est la configuration standard du KIT DE CHLORATION EN LIGNE

On peut affirmer sans l'ombre d'un doute que L'utilisation du chlore en fables doses dans le traitement de l'eau potable a permis de sauver des millions de vies humaines dans le monde. Il est raisonnable de croire que si toute l'eau consommée par l'humanité était desinfectée au chlore. les taux de mortalité diminueraient d'une façon très importante dans les pays du tiers monde.

#### **IV .5 Théorie de la cinétique chimique**

Dans la pratique, On rencontre des mélanges au niveau des réservoirs, des interconnexions, et des systèmes de ré chloration en ligne. Les paramètres influençant la dégradation du compose sont la température et L'origine des eaux. S'il peut exister localement des phénomènes de dégradation de la qualité du à une casse, il existe également des processus de dégradation durant le transport dans les canalisations. [4]

**IV .5.1 La cinétique des réactions**

La cinétique des réactions peut être de l'ordre 0, 1 ou 2.

$$C = K * C_0^n$$

Avec :

- C: Concentration de l'espèce
- K: Constante de vitesse de dégradation de l'espèce
- Co: Concentration initiale de l'espèce.
- n: Ordre de la réaction (0, 1, 2).

Le coefficient K est fonction de la matière organique et inorganique contenue dans le volume d'eau et celles dues aux interactions avec le biofilm sur les parois des conduites ou avec le matériel des conduites lui-même. Le coefficient de dégradation totale du chlore k peut être estimé à l'aide du coefficient de dégradation dans la masse d'eau ou {Biomass}  $k_b$  et sur les parois ou «Wall»  $k_w$ , le  $K_b$  est généralement évalué expérimentalement à l'aide du test en bêche. Ce test consiste à mesurer la concentration en chlore résiduel, à des intervalles de temps précis.

$$K = k_w K_b$$

Avec :

K: coefficient de dégradation global (l/min)

$K_b$ : coefficient de dégradation dans la masse d'eau (1/min)

$K_w$ : Coefficient de dégradation près de paroi (/min) La majorité des modèles publiés dans la littérature considère que la dégradation de chlore suit une cinétique de premier ordre. Généralement les coefficients  $K_b$  et  $K_w$  sont en fonction de :

$K_b$ : en fonction de (concentration des microorganismes, minéraux, (calcium, magnésium etc.)

$K_w$ : en fonction de (matière de conduite, diamètre de conduite, âge de conduite).

D'après l'étude de (AWWARF, 1996; Powell et al. 2000) [5] sur des réseaux de distribution le coefficient  $K_b$  et  $K_w$  varie entre

$$0,02 \leq K_s \leq 0,07$$

$$0.0 \leq K_w \leq 0,40$$

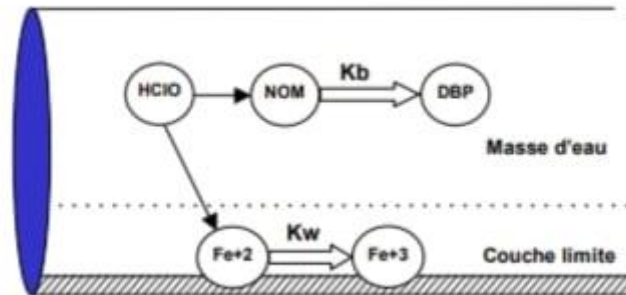


Figure IV.3 Zones de réactions à l'intérieur d'un tuyau [5]

#### IV .6 La modélisation de la qualité de l'eau dans Epanet :

Le simulateur de la qualité de l'eau d'EPANET utilise une approximation lagrangienne pour suivre, à intervalles définis, ce qui se passe dans des portions d'eau discrètes, lorsqu'elles circulent dans les tuyaux et se mélangent aux nœuds de demande. Ces intervalles de calcul normalement beaucoup plus courts que les intervalles utilisés pour calculer le comportement hydraulique (par exemple, plutôt des minutes que des heures), parce que le temps de séjour de l'eau dans un tuyau peut être très court. Néanmoins, les résultats sont affichés uniquement pour les instants déterminés par l'utilisateur, tout comme dans le cas de l'analyse hydraulique

En plus de la simulation hydraulique le logiciel Epanet peut modéliser la qualité de l'eau on dispose ainsi de la capacité suivante:

- ✓ Modélisation le transport d'un traceur pendant la durée de la simulation
- ✓ Modélisation du temps du séjour de l'eau dans le réseau
- ✓ Modélisation le transport et la variation de concentration en plus ou en moins que subit une substance (par exemple du chlore résiduel)
- ✓ Introduction à chaque nœud de la proportion d'eau dans le réseau.
- ✓ Modélisation de la réaction d'évolution de la qualité de l'eau dans le réseau
- ✓ Indication à chaque nœud de la projection d'eau provenant d'une ressource distincte
- ✓ Modélisation de la réaction d'évolution de la qualité de l'eau dans la masse d'eau

- ✓ Utilisation des coefficients de vitesse de réaction globale et des coefficients spécifiques pour certains tuyaux.
- ✓ Etablissement d'une corrélation entre les coefficients de vitesse de réaction au niveau de la paroi en fonction de la rugosité des tuyaux.
- ✓ Introduction d'une substance quelconque à différents emplacements du réseau variant dans le temps en débit massique ou en concentration.
- ✓ Mélange d'eau dans les réservoirs: mélange parfait, à flux piston Ou en deux Compartiments. En utilisant ces capacités, Epanet peut modéliser des phénomènes en rapport avec la qualité de l'eau comme:
  - Le mélange d'eau provenant de différentes sources
  - Le temps de l'eau dans le réseau (temps de séjour)
  - Dégradation du chlore résiduel
  - L'accroissement des sous-produits de la désinfection;
  - La diffusion d'un polluant dans le réseau, introduit dans certain point.

#### IV .7 Temps de Séjour

Epanet peut modéliser le temps de séjour de l'eau dans le réseau de distribution. Il est le temps nécessaire pour un volume élémentaire d'eau traverse le plus long chemin du réseau. L'eau qui entre dans le réseau provenant des réservoirs sort à travers les nœuds de consommation les plus longs. [5]

#### IV .8 Dégradation du chlore dans le réseau de distribution

La qualité d'eau fournie par un réseau d'eau potable dépend directement de sa concentration en chlore résiduel transporté par l'eau dans le réseau. Le chlore réagit avec les composantes de l'eau et en même temps avec le biofilm de paroi de la conduite. Pour modéliser la destruction du chlore par les deux voies, nous avons pris une approche linéaire dont ces coefficients sont estimés sous les hypothèses suivantes :

Pour notre étude on a pris ces coefficients ( $K_b$  ,  $K_w$ ) à l'ordre de

**$K_b = - 0,50$**

Pour les raisons suivantes :

- L'absence des matières organiques, parce que la source de l'eau est souterraine,
- La dureté élevée par la présence des concentrations élevées de Ca et de Mg

$K_w = - 0,30$

Pour les raisons suivantes:

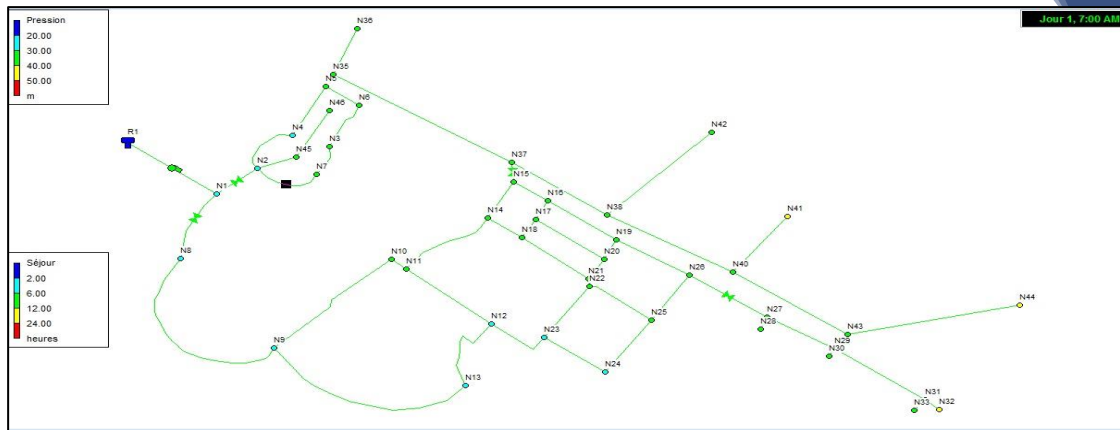
- Le réseau est relativement nouveau,
- La nature des conduites est en PEHD à paroi lisse avec faible concentration de biofilm,
- Absence des matières organiques et présence de dureté élevée.
- Pour les conditions initiales de calcul à mettre dans le réseau, on a adopté les valeurs suivantes :
- Concentration initiale du chlore à l'ordre de 300 mg/l dans le réservoir (valeur du chlore résiduel dans le forage).
- Concentrations initiales dans les nœuds du réseau à l'ordre de 200 mg/l ('absence de données de terrain, nous avons adopté cette valeur comme valeur minimale de la norme algérienne).

### Résultats et interprétations

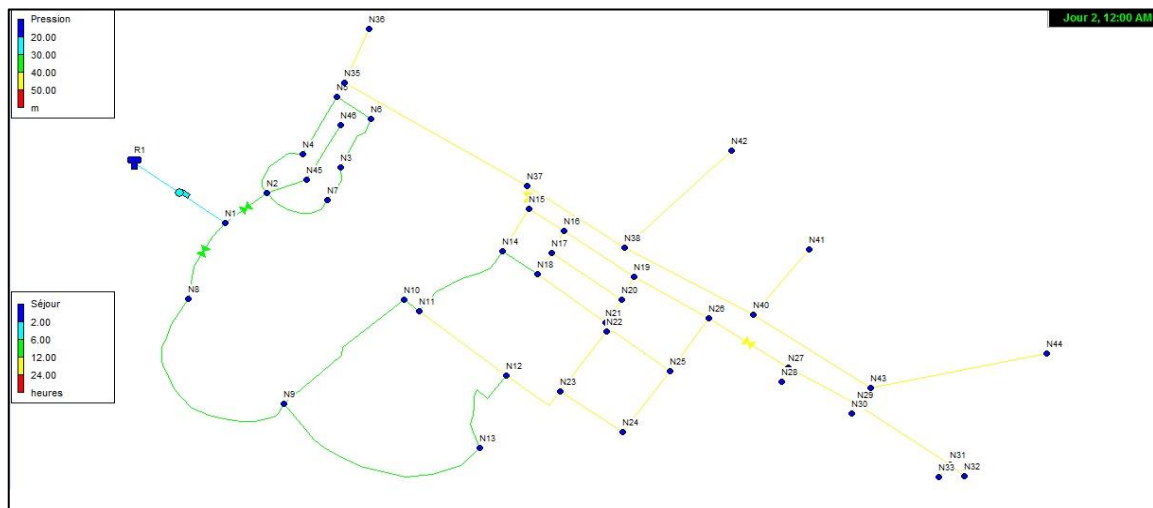
#### Temps de séjour

Dans notre cas, on a pu calculer le temps de séjour du réseau étudié, l'idée est de faire suivre un traceur injecté dans le réservoir qui sort avec les volumes d'eau vers les consommateurs. Le traceur injecté ne réagit pas chimiquement. Le temps pour se renouveler les volumes d'eau dans notre réseau de distribution, voir les figures (IV-6). Les résultats représentés ci-dessous se sont des valeurs obtenues pour simuler le temps de séjour le plus long du réseau, c.-à-d., le temps qui se déroule pendant la nuit-là ou les consommations sont faibles:

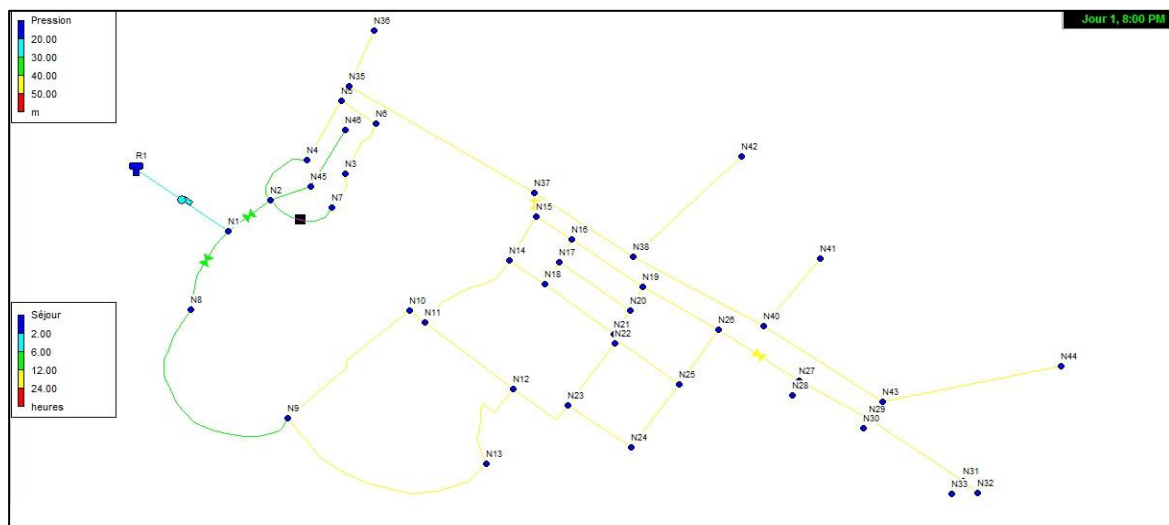
- Pendant les heures creuses, le temps de séjour est estimé par **01 h et 30 min.**
- Pendant les heures de pointe, le temps de séjour est réduit.



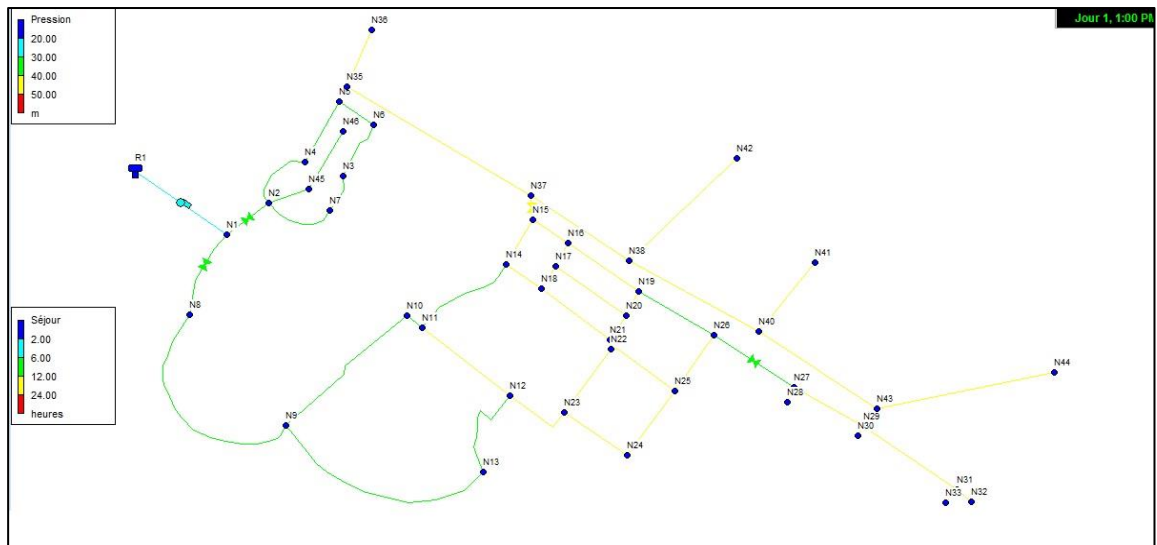
**Figure IV.4 Estimation du temps de séjour du réseau de distribution à 7:00 AM commune de Sidi Hadjres**



**Figure IV.5 Estimation du temps de séjour du réseau de distribution à 12:00 AM commune de Sidi Hadjres**

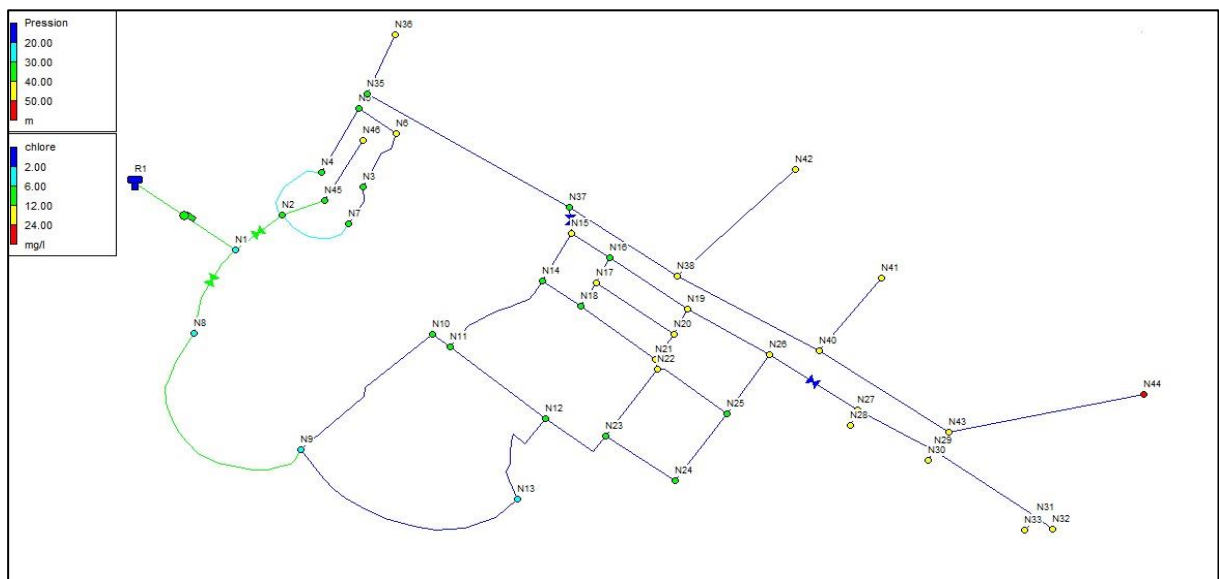


**Figure IV.6 Estimation du temps de séjour du réseau de distribution à 8:00 PM commune de Sidi Hadjres**



**Figure IV.7 Estimation du temps de séjour du réseau de distribution à 1:00 PM  
commune de Sidi Hadjres**

**Dégradation du chlore :**



**Figure IV.8 Dégradation du chlore adimensionnel à 1:00 AM**

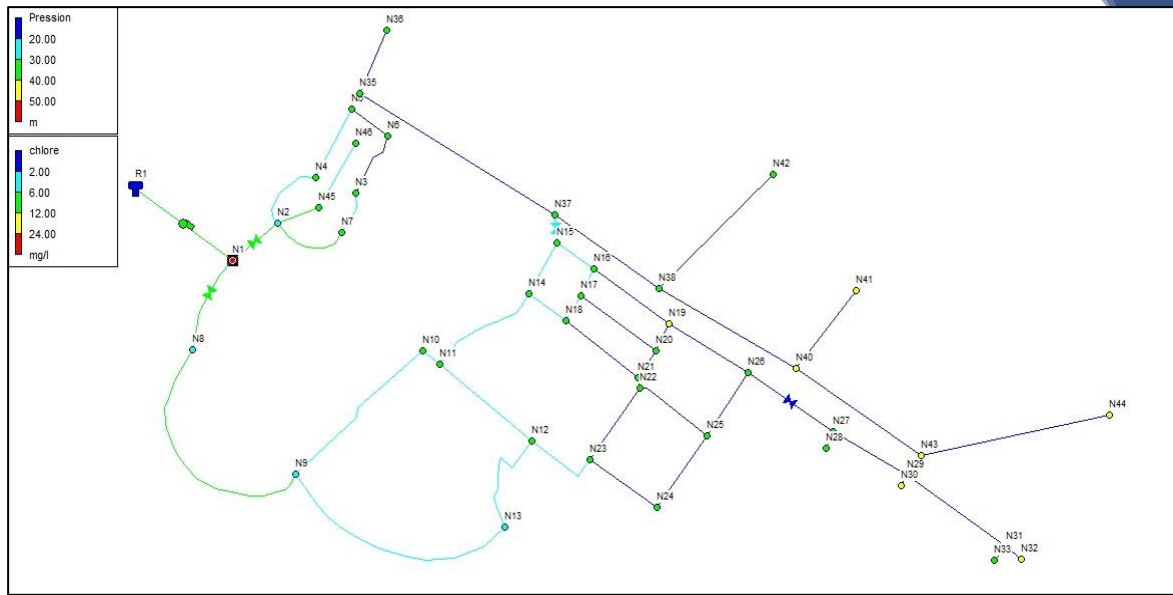


Figure IV.9 Dégradation du chlore adimensionnel à 7:00 AM

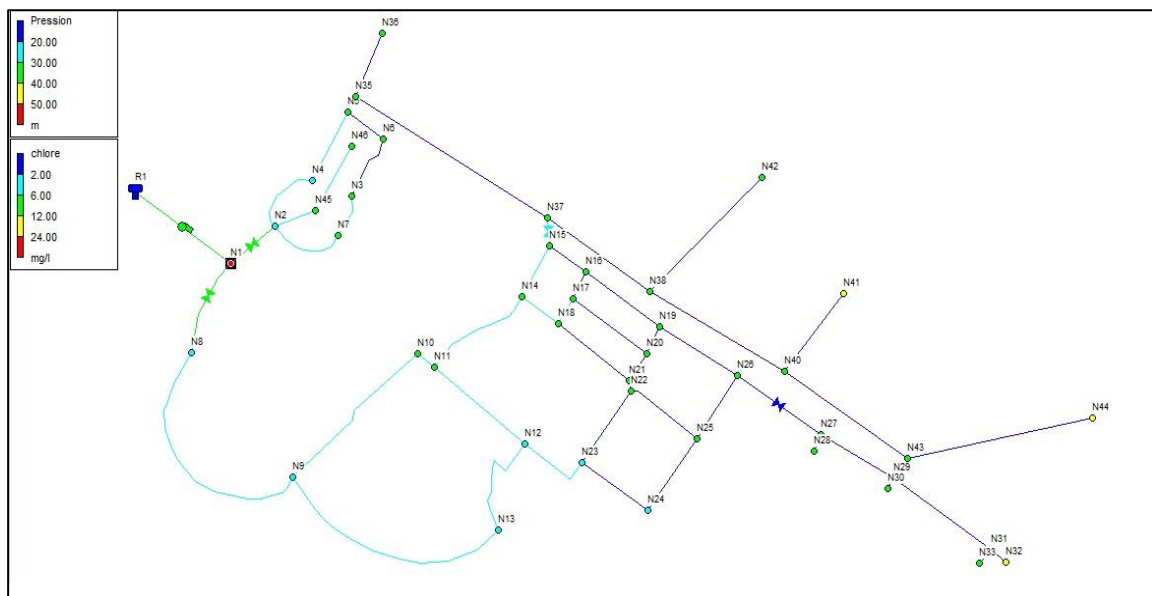


Figure IV.10 Dégradation du chlore adimensionnel à 12:00 AM

Tableau IV.1 Dégradation du chlore dans les nœuds du réseau de distribution

N° Nœud	$[Cl^-]/[Cl^-]_0$ à 8:00 h	$[Cl^-]/[Cl^-]_0$ à 12:00 h
Nœud 1	7,19	6,08
Nœud 2	7,21	6,10
Nœud 5	1,71	1,45
Nœud 6	0,74	0,63
Nœud 7	5,11	4,33
Nœud 8	7,21	6,10
Nœud 9	6,00	5,07
Nœud 10	4,15	3,52
Nœud 11	3,63	3,07
Nœud 12	3,01	2,54
Nœud 13	3,88	3,28
Nœud 14	3,05	2,58
Nœud 15	2,43	2,06
Nœud 16	2,01	1,7
Nœud 17	2,4	2,03
Nœud 18	2,71	2,30
Nœud 19	1,2	1,03
Nœud 20	0,76	0,66
Nœud 21	1,10	0,93
Nœud 22	1,52	1,28
Nœud 23	1,96	1,66
Nœud 24	1,17	0,99
Nœud 25	0,74	0,64
Nœud 26	0,45	0,46
Nœud 27	0,42	0,47
Nœud 28	0,27	0,35
Nœud 29	0,31	0,37
Nœud 30	0,24	0,31
Nœud 31	0,20	0,28
Nœud 32	0,12	0,19
Nœud 33	0,12	0,19
Nœud 4	4,14	3,5
Nœud 3	2,34	1,98
Nœud 35	0,83	0,71
Nœud 36	0,53	0,45
Nœud 37	2,44	2,06
Nœud 38	1,3	1,11
Nœud 40	0,76	0,68
Nœud 41	0,29	0,33
Nœud 42	0,92	0,78
Nœud 43	0,08	0,12
Nœud 44	0,00	0,02
Nœud 45	5,93	5,02

Nœud 46	4,92	3,74
R	7,16	6,06

### Résultats et interprétation

Dans ce travail on a adopté que la réaction chimique suivit une réaction du premier ordre et les coefficients  $K_b$  et  $K_w$  jouent un rôle important sur le mécanisme de la dégradation du chlore dans le réseau de distribution. L'absence des données de terrain empêche de choisir le champ initial du chlore et de générale le champ de qualité . Durant les heures de faibles consommation ou les vitesses sont faibles nous avons remarqués à travers les données du tableau (IV-2) que la consommation (ou la destruction) du chlore augmente, tel que le chlore est consommée par la masse d'eau et le biofilm. Par contre durant les heures de pointe où les vitesses d'écoulement dans les conduites augmentent dont nous avons observé des consommations du chlore plus faible.

La simulation permet de déterminer les "sources" d'eau d'un réseau et leur zone d'influence, les concentrations de mélange de différentes eaux, de tracer la carte du chlore résiduel,

En modélisation numérique, la plupart des modèles de qualité d'eau utilisent le temps de résidence hydraulique pour calculer le concentrations de différents composés. L'hypothèse faite dans cette étude est que plus le temps de séjour est court, meilleure est la qualité de l'eau. C'est ce qui justifie l'utilisation de cet indicateur comme un des objectifs à minimiser lors de la conception optimale des réseaux de distribution. Bien qu'un temps de séjour faible ne soit pas synonyme d'une bonne qualité de l'eau, minimiser ce temps permet de réduire la détérioration de qualité initiale de l'eau. Nous avons travaillé avec des variables adimensionnelles pour les concentrations du chlore. Les figures IV - 10 à 12 indiquent la propagation du désinfectant dans le réseau, sachant que l'opération est effectuée **à minuit (ou à midi)** à partir du réservoir.

### IV .9 Conclusion

Les réseaux de distribution d'eau potable ne peuvent plus aujourd'hui être considérés comme de simples outils de transport de l'eau jusqu'aux consommateurs. Ils

constituent un véritable réacteur biologique, à l'intérieur duquel se met en place une dynamique bactérienne, et une croissance des microorganismes est observable, au détriment de la matière organique biodégradable, ou au détriment d'autres microorganismes.

# CONCLUSION GENERALE

Notre étude a mis le point sur l'hydrodynamique et la qualité des eaux potables dans un réseau de distribution de la commune de Sidi Hadjres, wilaya de m'sila

A partir des données recueillies de la zone d'étude, nous avons fait l'estimation de la population et les équipements et ainsi les estimations des besoins en eau à l'horizon de l'étude. Les calculs hydrauliques du réseau de la principale agglomération ( Stockage, distribution ) étaient faites en deux états statique et dynamique. Nous avons décrit le travail du modèle hydraulique, le plus approximatif de la réalité au fil du temps et selon les besoins de la population

Les pressions et les débits dans le réseau ont été contrôlés, les diamètres des conduites proposés méthode d'estimation économique permettent de réduire le coût au projet.

les conduites en matière de PEHD sont choisies pour éviter le problème de corrosion et pour donner au réseau plus de flexibilité

La deuxième partie de ce modeste travail a traité l'évaluation de la qualité de L'eau distribuée dans le réseau. Beaucoup d'interaction contrôlent la qualité, l'infrastructure de réseau, les matériaux des conduites servent de support aux biofilms, le mode de fonctionnement hydraulique, les faibles vitesses d'écoulement et le temps du séjour de l'eau favorisent la disparition de l'agent désinfectant (chlore) d'un côté et le développent des micro-organismes de l'autre côté. Un modèle mathématique de dégradation de l'agent désinfectant a été proposé ensuite simuler sous le logiciel Epanet.

Les résultats obtenus sont encourageants, et pour faire la suite, il est préférable d'approfondir la partie de qualité et de connaître mieux les phénomènes qui se déroulent dans le réacteur de la conduite dans ces conditions telles quelles. Les phénomènes de qualité deviennent maîtrisables si on commence par la préparation d'une banque de données de qualité, c.-à-d. par des prélèvements périodiques pour connaître les lois d'évolution des micro-organismes d' un côté et la dégradation de L'agent désinfectant de l'autre côté.

## LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] - ANDRE DUPONT, « Hydraulique urbaine,, tome 2 ouvrages de transport-Élévation et distribution des eaux », 1974, Edition EYROLLES, Page 354-363.
- [2] - SAAD BENNIS, « hydraulique et hydrologie », Université du Québec Ecole de technologie supérieure, 2eme édition REVUE ET AUGMENTEE, 2009, page 45-52.
- [3] - Mlle Fanny Gauthier, « BIOFILMS ET QUALITE BIOLOGIQUE DE L'EAU POTABLE AU COURS DE SA DISTRIBUTION », Année 2001-2002, page (02et05-06 et 09-11).
- [4] - GUILLAUME BINET, « mieux prédire la dégradation du chlore en réseau de distribution , 2010, page 10-13.
- [5] - Manuel de l'utilisateur EPANET 2.0 Version française Simulation Hydraulique et Qualité pour les Réseaux d' Eau sous Pression, 2003, page 30-31et 52-56.
- [8] -MAHMOUD MOUSSA, « Alimentation en eau potable », école national d ingénieure de Tunis, 2002, page 13-19. Collecte des données.
- [6] - La station météorologique Ain El hadjel.
- [7] - L'ADE : (algérien des eaux de M'sila)
- [9] - direction de la planification et de l'aménagement du territoire de la wilaya de m'sila ANNUAIRE STATISTIQUE 2019.
- direction de l'hydraulique wilaya de m'sila
- APC de sidi hadjras
  - PDAU: (Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme intercommunal)
  - POS:(plan d'occupation des sol)

## ANNEXES

N° Nœud	Altitude (m)	Demende de base (l/s)	Pression (m)	[Cl <sup>-</sup> ]/[Cl <sup>-</sup> ] <sub>0</sub> à 8:00 h	[Cl <sup>-</sup> ]/[Cl <sup>-</sup> ] <sub>0</sub> à 12:00 h
Nœud 1	467.21	0.8	20.64	7,19	6,08
Nœud 2	462.43	1.05	25.42	7,21	6,1
Nœud 5	453.73	1	25.63	1,71	1,45
Nœud 6	451.13	1.5	27.63	0,74	0,63
Nœud 7	458.82	1.05	28.48	5,11	4,33
Nœud 8	466.13	0.89	21.72	7,21	6,1
Nœud 9	464.37	1.96	19.98	6	5,07
Nœud 10	456.01	1.37	22.02	4,15	3,52
Nœud 11	456.72	1.37	20.78	3,63	3,07
Nœud 12	459.81	1.37	20.89	3,01	2,54
Nœud 13	464.35	1.06	17.41	3,88	3,28
Nœud 14	454.41	0.58	22.43	3,05	2,58
Nœud 15	452.9	0.29	22.36	2,43	2,06
Nœud 16	453.34	2.3	20.91	2,01	1,7
Nœud 17	451.74	1.5	22.98	2,4	2,03
Nœud 18	453.79	1.76	21.98	2,71	2,3
Nœud 19	448.76	1.45	24.05	1,2	1,03
Nœud 20	449.54	2.64	23	0,76	0,66
Nœud 21	450.99	1.85	23.50	1,1	0,93
Nœud 22	451.33	1.21	23.5	1,52	1,28
Nœud 23	457.61	0.88	18.25	1,96	1,66
Nœud 24	459.02	0.57	14.24	1,17	0,99
Nœud 25	454.69	0.91	17.76	0,74	0,64
Nœud 26	479.37	0.7	21.78	0,45	0,46
Nœud 27	449.93	0.32	21.22	0,42	0,47
Nœud 28	451.26	0.36	19.74	0,27	0,35
Nœud 29	448.27	0.28	21.54	0,31	0,37
Nœud 30	448.27	0.37	21.44	0,24	0,31
Nœud 31	445.93	0.34	23.33	0,2	0,28
Nœud 32	444.64	0.35	24.43	0,12	0,19
Nœud 33	449.33	0.39	19.73	0,12	0,19
Nœud 4	460.03	1.05	23.68	4,14	3,5
Nœud 3	456.61	0.05	27.18	2,34	1,98
Nœud 35	453.39	0.44	13.44	0,83	0,71
Nœud 36	451.49	0.75	14.16	0,53	0,45
Nœud 37	454	0.57	20.75	2,44	2,06
Nœud 38	452.11	0.6	19.18	1,3	1,11
Nœud 40	448.36	0.46	22.06	0,76	0,68
Nœud 41	444.19	0.72	24.53	0,29	0,33
Nœud 42	449.65	0.77	20.67	0,92	0,78
Nœud 43	447.51	0.18	15.66	0,08	0,12
Nœud 44	439.67	0.75	18.70	0	0,02
Nœud 45	458.65	1	28.72	5,93	5,02
Nœud 46	452.16	1	34.69	4,92	3,74
R	471.12	40.84	2	7,16	6,06

N°	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes Charges Unit. (m/km)
Tuyau R-1	295	213.2	0.05	40.27	0	14.73
Vanne V1	136.5	106.6	0.05	7.7	0.36	0
Vanne V2	225.55	170.6	0.05	31.68	1.39	0
Tuyau 2-4	308	63.8	0.05	2.66	0.83	12.94
Tuyau 2-7	175.5	53.6	0.05	1.99	0.43	3.09
Tuyau 2-45	103	76.6	0.05	2	0.43	3.12
Tuyau 3-6	431	53.6	0.05	0.89	0.62	12.66
Tuyau 3-7	240	53.6	0.05	0.94	0.66	14
Tuyau 4-5	371	53.6	0.05	1.61	0.71	12.12
Tuyau 5-6	137.5	53.6	0.05	0.61	0.43	6.38
Tuyau 8-9	400	170.6	0.05	30.79	1.35	9.49
Tuyau 9-10	586.5	136.4	0.05	17.71	1.22	10.27
Tuyau 9-13	540	136.4	0.05	11.08	0.76	4.24
Tuyau 10-11	43	136.4	0.05	16.38	1.12	8.83
Tuyau 11-12	261	53.6	0.05	1.58	0.7	11.68
Tuyau 11-14	272.5	170.6	0.05	16.59	0.63	2.95
Tuyau 12-13	300.5	136.4	0.05	10.02	0.69	3.52
Tuyau 12-23	410.5	93.8	0.05	7.07	1.02	11.77
Tuyau 14-15	225	106.6	0.05	7.53	0.84	7.02
Tuyau 14-18	122	106.6	0.05	8.48	0.95	8.76
Tuyau 15-16	129.17	63.8	0.05	2.03	0.64	7.87
Vanne V3	28	170.6	0.05	5.24	0.23	0
Tuyau 16-17	106	93.3	0.05	4.15	0.61	4.5
Tuyau 16-19	362.5	93.3	0.05	3.88	0.56	3.88
Tuyau 17-18	109	93.3	0.05	6.26	0.98	9.63
Tuyau 17-20	356.5	42.6	0.05	0.6	0.42	6.07
Tuyau 18-21	362.5	42.6	0.05	0.42	0.33	3.9
Tuyau 19-20	103.6	63.8	0.05	1.13	0.35	2.7
Tuyau 19-26	227	63.8	0.05	1.3	0.41	3.5
Tuyau 20-21	137	42.6	0.05	0.91	0.64	13.86
Tuyau 21-22	21	53.6	0.05	2.29	1.01	23.38
Tuyau 22-23	194.7	93.3	0.05	4.53	0.66	5.3
Tuyau 22-25	235	53.6	0.05	1.04	0.46	5.4
Tuyau 23-24	228.5	63.8	0.05	1.65	0.52	5.38
Tuyau 24-25	199	63.8	0.05	1.65	0.52	5.38

Tuyau 25-26	248	63.8	0.05	1.78	0.56	6.15
Vanne V4	210	76.6	0.05	2.38	0.52	0
Tuyau 27-28	252.5	42.6	0.05	0.36	0.25	2.42

## ملخص

ان القوى المحركة و نوعية المياه في شبكة التوزيع كانت موضوع دراسة النمذجة العددية عبر برنامج Epanet استخدام هذه التكنولوجيا في هذه العملية من التقدم يفتح امكانية التنبؤ بالمشاكل التي يمكن ان تحققها في المستقبل ان التصاميم الهيدروليكية اخذت الكثير من هذه المذكرة متبوعا بجزء عن الجودة الذي يلخص عملية التطهير من الخزان الرئيسي لعملية تدرج الكلور بالكائنات المجهرية الحالية منطقة الدراسة للحي الرئيسي لبلدية سيدي هجرس ولاية المسيلة

## Résumé

Résumé La dynamique et la qualité des eaux dans un réseau de distribution ont fait l'objet d'une étude de modélisation numérique sous le logiciel Epanet. L'emploi de cette technologie dans ce processus d'avancement ouvre la possibilité de prédire les problèmes qui pourront rencontrer dans l'avenir. Le dimensionnement hydraulique du réseau a pris la grande partie de ce mémoire Suivi par la partie de qualité qui résume l'opérations de désinfection à partir au réservoir principal. La dégradation du chlore par les microorganismes est présente. La zone d'étude est celle de L'agglomération principale de la commune de Sidi hadjres, wilaya de M'sila.

## Abstract

the dynamics and the quality of the water in distribution network were the subject of a study of numerical modeling under the Epanet software. the use Of this technology in this process of progress opens the possibility to predict problems that can meet in the future. hydraulic dimensioning of the network took much of this memory followed by the part of quality which summarizes the operation of disinfection from the main tank . Degradation of chlorine by microorganisms is present. the study area is the main town of the municipality of sidi hadjres state of m'sila