

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic du réseau d'AEP de la ville Ben-Salah (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-10

APA Citation ( APA توثيق ):

Bouloudenine, Youcef (2010). Diagnostic du réseau d'AEP de la ville Ben-Salah (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
« ARBAOUI Abdellah »

Département des Spécialités

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau  
Potable

### THEME

Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la  
ville de Ben-Salah (W. BLIDA)

Présenté par :  
M<sup>f</sup> BOULOUDENINE Youcef

Promoteur :  
M<sup>r</sup> A. AYADI

Devant le jury composé de :

Président : Mr B. SALAH

Examineurs : Mr A. HACHEMI  
Mr R. KERID  
M<sup>f</sup> D. KOLIAI  
M<sup>me</sup> H. MEDDI  
M<sup>me</sup> S. OUIR

juin 2010

## ملخص:

عبر الدراسة التي قدمناها, و التي أعطينا في بدايتها نظرة عامة على الوضعية الحالية ل : الينابيع المائية, شبكة التوزيع , و منشأة التخزين ثم شرعنا في تقييم احتياجات السكان للمياه حتى سنة 2040, فتحديد كمية النقص عند مقارنة الموارد والاحتياجات, و بعد التشخيص الفيزيائي و هيدروليكي لنظام التغذية بالمياه الصالحة للشرب ( من الآبار حتى شبكة التوزيع), اقترحنا تعليمات و حلول للمشاكل المطروحة , فنظرا إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع , و عدم مطابقة خصائصها الهيدروليكية (السرعة و الضغط ) للقيم المعمول بها في مجال الري , قد اقترحنا إعادة هذه الأخيرة, و فيما النقص في حجم التخزين فقد اشرنا إلى وجوب بناء خزان اخر بجانب الموجود حاليا يماثله في جميع الخصائص, و كمحاور جديدة : فقد تطرقنا إلى تشخيص برنامج ال watercad و معالجة المياه بمادة الكلور أثناء التوزيع .

## Résumé :

A travers l'étude que nous avons présenté, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur la situation actuel des ressources hydrauliques, réseau et l'ouvrage de stockage, puis nous avons passé à l'estimation des besoins en eaux de la population de Ben-Salah jusqu'à l'année 2040, et l'estimation du déficit lors d'une comparaison entre les ressources et les demandes, puis nous avons fait un diagnostic hydraulique et physique du system d'alimentation en eau potable (du forages jusqu'à la distribution), et trouvé des recommandations et solutions des problèmes rencontrés lors du diagnostic. Vu la vétusté du système de distribution et leurs mauvaises résultats (pression et vitesse) qui sont hors les normes pour la majorité des tronçons et nœuds, nous avons reconfiguré un autre système du type maillé, et pour la capacité de stockage nous proposons l'implantation d'un autre réservoir types jumelé( les mêmes dimensionnements ,et caractéristiques pour les deux) et comme nouveaux chapitres nous avons parlé de l'élaboration du modèle de simulation (water-cad), et le traitement des eaux par le chlore lors de la distribution.

## Summary:

Through the study that we presented, we initially gave highlights on the situation current of the hydraulic resources, network and the work of storage, then we passed to the estimate of the requirements out of water for the population for Ben-Salah until the year 2040, and the estimate of the deficit at the time D `a comparison between the resources and the requests, then we made a hydraulic and physical diagnosis system of drinking water supply (of drillings until the distribution), and found recommendations and solutions of the problems encountered during the diagnosis. Considering the outdatedness of the delivery system and their bad results (pressure and speed) which is out the standards for the majority of the sections and nodes, we reconfigured another system of the type with a grid, and for storage capacity we propose the another tank standards installation of twinned (same dimensionings, and characteristics for both) and as new chapters we spoke about the development about the model about simulation (water-cad), and the water treatment by chlorine at the time of the distribution.

## **Remerciements**

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- Ma chère famille de leurs aides morale et financière
- Mon promoteur Mr : AYADI .A. pour ses conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé a la réalisation de mon projet.

- Tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui a contribué de près où de loin a ma formation.

- Aux membres de jury, dont j'espère qu'ils trouveront en ce travail une réussite.
- Je tiens à remercier aussi mes amis de leurs aides

*Youcef.*

# Sommaire

## Chapitre I « Présentation de L'agglomération Ben-Salah »

Introduction :	1
I.1) Situation administrative:	1
I.2) Situation géographique :	1
I.3) Situation topographique :	2
I.4) Situation Climatologique :	2
I .4.1) Climat et Température:	2
I .4.2) Pluviométrie :	3
I .4.3) Les vents :	3
I.5) Situation Géologique	4
I.5.1) Classification des sols :	4
I.5.2) Caractéristiques :	4
I.5.3) Sol de fondation et sismicité :	4
I.6) Situation Hydrogéologie :	4
I.6.1) Formation des aquifères :	5
I.6.2) Types de nappes :	5
□Nappe des alluvions du quaternaire :	5
□Nappe de l'astien :	5
I.6.2) Piézomètre :	5
I.6.2) La qualité des eaux :	5
Conclusion :	6

## Chapitre II « Caractéristiques Du Réseau »

Introduction :	7
II.1) Ressources en eau :	7
II.1.a) Le Forage F <sub>1</sub> :	7
II.1.a) Le Forage F <sub>2</sub> :	9
II.2) les pompes :	10
II.2) les Adductions :	11
II. 3) Diagnostic Du Réseau de Distribution :	11
II.4) Diagnostic de l'ouvrage de stockage :	14
Conclusion :	15

## Chapitre III « Besoins en Eau et Débit de Consommation »

Introduction :	16
III.1) Estimation de la population à l'horizon d'étude :	16

a)Le taux de croissement :	16
b)La population :	17
III.2) Choix de la dotation :	17
* ) la dotation d'une commune rurale :	17
* ) la dotation d'une commune dont la population est supérieure à 2000 hab.:	17
III.3) Besoins Domestiques :	18
III.4) Besoins scolaires actuels :	18
III.5) Besoins commerciaux :	19
III.6) Besoins Administratifs :	19
III.7) Besoins socioculturels et sportifs:	19
III.8) Besoins Divers :	19
III.9) Récapitulation des besoins :	20
III.10) Besoins d'équipements court terme (2020) :	20
III.11) Besoins d'équipements à moyen et long terme :	20
III.12) Balance ressource/besoins :	21
III.13) Balance ressource/besoins :	21
III.14) L'année ou commencera le déficit :	22
Tableau III.14: calcul de l'année de déficit	22
III.15) Variation du débit de consommation :	23
III.15.1) Variation du débit de consommation journalière :	23
➤Débit de consommation minimale journalière	24
III.15.2) Variation du débit de consommation horaire	24
Débit de Consommation moyen horaire :	25
Débit de Consommation maximale horaire	25
III.16) Diagramme de consommation totale et courbe intégrale de consommation :	26
Conclusion	29

## Chapitre IV « Elaboration du Modèle de simulation »

Introduction :	30
IV.1) Description commercial du logiciel WATER CAD:	30
IV.2)Description hydraulique du logiciel WATER CAD':	30
IV.3)Capacités pour la Modélisation Hydraulique.....	31
IV.4) Capacités pour la Modélisation de la Qualité de l'Eau :	32
IV.5) Méthode de calcul hydraulique :	32
IV.6) Calcul des pertes de charge:	33
IV.7) Les coefficients de La Rugosité :	34
IV.8) L'estimation des Pertes de charge singulières	34
IV.9) Les unités des déférentes paramètres :	35

IV.10) La langue du logiciel :.....	37
IV.11) Leurs demandes et compatibilités avec l’outil informatique : .....	38
Conclusion : .....	38

## Chapitre V « Diagnostic du réseau de la ville »

Introduction : .....	39
V.1) Détermination des débits du réseau : .....	39
V.1.a) Débit spécifique:.....	39
V.1.b) Débit en route : .....	39
V.1.c) Débit aux nœuds:.....	40
V.2) Calcul hydraulique du réseau: .....	45
V.2.2) Les tronçons : Les résultats de calcul des tronçons. ....	49
V.2.3) Capacité de Stockage : .....	53
❖Définition : .....	53
❖Méthode de calcul : .....	53
Conclusion : .....	55

## Chapitre VI « Aménagement, Renouvellement et Recommandation »

Introduction : .....	56
VI.1) Constat : .....	56
VI.2) Normes : .....	56
➤Les vitesses : .....	56
➤Les pressions : .....	56
VI.3) Interprétation des résultats:.....	57
VI.4) Les solutions proposées : .....	59
Conclusion .....	59

## Chapitre VII « Projection du Réseau a l’Horizon 2040 »

Introduction : .....	60
VII.1) System d’alimentation : .....	60
VII.2) Les types de réseaux: On distingue trois types de réseaux : .....	60
Réseau maillé.....	60
Réseau ramifié.....	60
Réseau étagé.....	60
Les réseaux maillés : .....	60
<input type="checkbox"/> Réseaux ramifié : .....	61
<input type="checkbox"/> Réseaux étagés : .....	62
<input type="checkbox"/> Remarque : .....	63
VII.3) Conception d’un réseau : .....	63
VII.4) Principe de tracé d’un réseau maillé : .....	63

VII.5) Choix du type de matériaux :	63
VII.6) Calcul hydraulique du réseau maillé:	64
VII.7) Graphique de consommation a l'horizon 2040 :	64
Récapitulatif :	66
VII.8) Détermination des débits :	66
VII.9) Détermination du débit de pointe :	66
Débit en route :	66
$Q_{conc}$ : débit concentré.....	67
Débit aux nœuds :	67
VII.10) Les cas de dimensionnement :	67
Cas de pointe .....	67
a) Les résultats des débits nodaux :	67
La répartition arbitraire du cas de pointe :	72
Cas de pointe+d'incendie :	73
a) Les débits nodaux :	73
La répartition arbitraire du cas de pointe+incendie :	73
VII .11) Détermination de diamètres du réseau :	75
VII .12) Simulation par logiciel Water CAD du réseau de2040 :	79
VII .12.1) Pour les tronçons :	79
VII .12.2) Pour les nœuds :	84
<input type="checkbox"/> Remarque :	87
VII .13) Equipement de réseau de distribution :	87
Type de canalisations :	87
a) Robinet vannes :	87
b) Les bouches d'incendie :	87
c) Les clapets :	87
d) Les ventouses :	87
e) Les décharges :	88
VII .14) Réservoir Projeté :	88
VII .14.1) Fonctions du réservoir :	88
a) Fonctions techniques des réservoirs existants :	88
b) Fonctions économiques :	88
VII .14.2) Emplacement des réservoirs :	88
VII .14.3) Choix du type de réservoir :	8
<input type="checkbox"/> Remarque :	89
VII .14.4) Détermination de la capacité :	89
VII .14.5) Dimensionnement du réservoir :	89

□ Remarque :	90
VII .14.6) Les équipements des réservoirs :	90
a) Conduite d'adduction :	90
b) Conduite de distribution :	91
c) Conduite du trop-plein :	91
d) Conduite de vidange :	91
e) Conduite BY-PASS :	92
VII .14.7) Matérialisation de la réserve d'incendie :	92
Conclusion :	92

### Chapitre VIII « Traitement par chlore »

Introduction :	92
VIII.1) La dégradation de la qualité de l'eau :	92
Facteurs liés au conception du réseau :	92
VIII.2) La vitesse de l'eau dans les conduites et le temps de séjour:	93
VIII.3) Renouvellement de l'eau dans le réservoir :	93
Le volume total :	93
La réserve d'incendie :	94
VIII.4) La stabilité de la qualité de l'eau produite :	94
VIII.5) Traitements de désinfection :	95
VIII.6) Le chlore :	95
VIII.7) Les résultats de calcul :	95
Conclusion :	97

## Liste des tableaux

Tableau N° I.1 : statistiques climatiques d'hiver.....	3
Tableau N°I.2 : statistiques climatiques d'Eté.....	3
Tableau N°I.3 : profil géologique global.....	4
Tableau N° II.1 : caractéristiques des forages d'alimentation.....	7
Tableau N° II.2 : les caractéristiques des groupes électropompes.....	10
Tableau N° II.3 : les caractéristiques des tronçons du reseau.....	11
Suite du Tableau N° II.3 :.....	12
Suite du Tableau N° II.3 :.....	13
Tableau N°III.1 : évaluation de la population à différentes échéances.....	17
Tableau N°III.2 : évaluation des besoins domestiques.....	18
Tableau N°III.3 : Recensement des équipements scolaires.....	18
Tableau N°III.4: évaluation des besoins scolaires.....	18
Tableau N°III.5 : évaluation des besoins commerciaux.....	19
Tableau N°III.6 : évaluation des besoins Administratifs.....	19
Tableau N°III.7 : évaluation des besoins socioculturels.....	19
Tableau N°III.8 : évaluation des besoins socioculturels.....	19
Tableau N°III.9 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	20
Tableau N°III.10: évaluation des besoins d'équipements a court terme (2020) :.....	20
Tableau N°III.11: évaluation des besoins d'équipements à moyen et long terme :.....	21
Tableau III.12: Les débits maximum journaliers pour différents termes.....	21
Tableau III.13: Balance ressource/besoins :.....	21
Tableau III.14: calcul de l'année de déficit.....	22
Tableau III.14 : application numérique du calcul de nombre d'habitant.....	22
Tableau III.15 : application numérique du calcul de l'année de deficit.....	23
Tableau III.16 : Consommations max ;et min.....	24
Tableau III.17: Variation du coefficient $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitant.....	25
Tableau III.18 : Réhabilitation des résultats.....	26
Tableau III.19: Répartition du débit maximum journalier.....	26
Tableau III.20: Répartition Horaire Du $Q_{max,j}$ (de Ben Salah).....	27
Tableau IV.1: Formules de perte de charge totale.....	33
Tableau IV.2 : Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs.....	34
Tableau IV.3: Coefficients de Pertes de Charge Singulières pour quelques accessoires usuels ...	35
Tableau IV.4: Représentation des unités des deux systèmes utilise au Water-CAD.....	35
Suite du tableau IV.4:.....	36
Tableau IV.5 : conservation des quelques unités du A.S. vers S.I.....	37
Tableau IV.6 : les nominations anglaises et leurs synonymes français.....	37
Tableau IV.7: la compatibilité avec l'outil informatique.....	38
Tableau V.1 : Détermination des débits de calculE.....	40
Tableau V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de point.....	40
Tableau V.3: les résultats des pressions nodales du réseau actuel.....	45
Tableau V.4: les résultats des vitesses du réseau actuel.....	49
Tableau V.5: Détermination de la capacité de réservoir.....	54

Tableau V.6: calcul du volume manque.....	55
Tableau VI.1: tableau récapitulatif de faibles pressions nodales.....	57
Tableau VI.2: tableau récapitulatif des vitesses faibles dans les tronçons.....	58
Tableau n° VII.1: Répartition du débit maximum journalier.....	64
Tableau n° VII.2: Débit maximum journalier de différents horizons.....	66
Tableau n° VII.3: Détermination des débits de calcul.....	67
Tableau n° VII.4 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).....	68
Suite du Tableau n° VII.4 : .....	68
Suite du Tableau n° VII.4 : .....	69
Suite du Tableau n° VII.4 : .....	70
Suite du Tableau n° VII.4 : .....	71
Tableau n° VII.5 : le choix de diamètre en fonction de débit.....	75
Tableau n° VII.6 : Détermination de diamètres du réseau final.....	75
Suite de Tableau n° VII.6 : .....	76
Suite de Tableau n° VII.6 : .....	77
Tableau n° VII.7 : les résultats de simulation du réseau.....	79
Tableau n° VII.8 : les résultats de simulation concerné les nœuds.....	84
Suite de Tableau n° VII.8 : .....	77
Tableau VII.9: calcul du volume manque.....	89
Tableau VIII.1 : les concentrations calcule au niveau des nœuds.....	95
Suite du Tableau VIII.1 : .....	96

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Situation Géographique De La Commune d'Oued El-Alleug.....	2
Figure II.1 : l'état des déférents accessoires dans la chambre de commande de F1.....	8
Figure II.2 : l'état des déférents accessoires dans la chambre de commande de F1.....	8
Figure II.3 : diagnostic d'un tronçon de l conduite de refoulement.....	9
Figure II.4 : diagnostic de l'appareillage de réglage du F2.....	10
Figure II.5 : Vanne (lent fermeture) de réglage a la sortie du réservoir.....	14
Figure II.6 : La pompe doseuse du chlore dans la chambre de manœuvre.....	15
Figure III.1: Diagramme de la consommation totale de l'agglomération actuel.....	28
Figure III.2 : courbe intégrale de la consommation.....	28
Figure VII.1: Profil d'un système à « réservoir de tête ».....	1
Figure VII.2 : schéma représentatif d'un réseau maille.....	2
Figure VII.3 : schéma représentatif d'un réseau ramifié.....	2
Figure VII.4 : schéma représentatif d'un réseau étagé.....	3
Figure n° VII.5 : Diagramme de la consommation totale de l'horizon 2040.....	6
Figure n° VII.6 : répartition arbitraire des débits "cas de pointe".....	14
Figure n° VII.7 : répartition arbitraire des débits "cas de pointe + incendie".....	46
Figure n° VII.8: les vitesses réseau de l'an 2040.....	24
Figure n° VII.9: Pressions noeudales du réseau pour l'année 2040.....	27
Figure n° VII.10: Schéma repentante conduite d'adduction.....	31
Figure n° VII.11 : conduite de distribution.....	32
Figure n° VII.12: les déférentes conduite du réservoir.....	32
Figure VIII.1: les différents facteurs de dégradation de qualité d'eau.....	92

# INTRODUCTION GENERALE

Les systèmes de distribution d'eau potable appartiennent, au même titre que les autres réseaux techniques, à un environnement urbain et péri-urbain dans lequel ils agissent et interagissent avec les autres réseaux. La gestion technique de tels réseaux a pour principal objectif de livrer aux consommateurs une eau répondant aux normes de qualité, à un pris acceptable et avec une continuité de service en défaut. De tels objectifs nécessitent une connaissance précise de réseau, de ces infrastructures, de son fonctionnement hydraulique et passe par un entretien suivi et régulier du réseau. Or, les exploitants des réseaux d'AEP (alimentation en eau potable) se trouvent généralement confrontés à la difficulté de connaître avec précision leur réseau compte tenue de sa diversité (généralement de multiples tranches de travaux réalisées selon des techniques différentes et sur plusieurs années) de son étendue et des difficultés d'accès.

Le réseau d'AEP constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de renouveler quand il a atteint un seuil de vétusté limite. Ce seuil limite dépend de nombreux paramètres que se soit environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires. Pour qu'une politique de renouvellement soit économiquement viable, il faut qu'elle soit liée le plus directement possible au vieillissement qui engendre des dysfonctionnements venant compliquer la tâche du gestionnaire.

Les questions récurrentes que le gestionnaire du réseau d'AEP de notre zone d'étude se pose, concernant le renouvellement de réseau sont les suivantes : «dois- je renouveler les canalisations ?, lesquelles dois je renouveler ?, quand dois-je envisager les travaux ? ».Au cours de notre présent travail nous allons porter des solutions tangibles pour l'état actuel du réseau en répondant d'une manière rationnel aux questions posés précédemment et prévoir un horizon de dimensionnement à long terme.

# Chapitre I: PRESENTATION DE LA VILLE

## « Présentation de L'agglomération Ben-Salah »

### **Introduction :**

Pour un avant projet, il est très important d'établir un constat et une description sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau potable à l'état actuel, et la détermination des défaillances du système d'adduction et du réseau de distribution.

### **I.1) Situation administrative:**

L'agglomération de Ben Salah, autrefois un douar regroupant une main d'œuvre au profit des colons, mais érigée en agglomération secondaire lors du découpage administratif de l'année 1984, elle connaît une urbanisation relativement importante par rapport à son environnement et surtout favorisée par le caractère privé des parcelles livrées à la spéculation et à la construction sans que des infrastructures de base suffisante ne soient prévues.

### **I.2) Situation géographique :**

Oued El Alleug est une commune de la wilaya de Blida située en son Sud Ouest, elle est dans sa quasi étendue implantée dans la plaine de la Mitidja. Elle fût érigée en chef lieu de daïra lors du découpage administratif de 1984 et elle est limitée :

- Au nord par les Communes de Kolea et Chaiba;
- Au sud par la commune de Beni Tamou;
- A L'Est par les communes de Ben Khelil et Beni Tamou ;
- A l'Ouest par la commune de Mouzaia.

Au niveau régional, outre cette situation géographique, la commune de Oued El Alleug, l'une des 29 communes que constituent la wilaya de Blida, est localisée dans l'ensemble de son étendue, 5553 ha, dans la Mitidja riche plaine de 850 Km<sup>2</sup>.

L'agglomération secondaire Ben Salah, Située à quelques Kilomètres à L'Est du chef lieu de la commune d'Oued el Alleug. Elle s'étend sur une superficie de 72 Ha et elle est limitée :

- Domaine Makhloufi au Nord ;
- Domaine Makhloufi à l'Est ;
- Domaine Saidani Hocine à l'Ouest ;
- Domaine Kada aïssa au Sud.

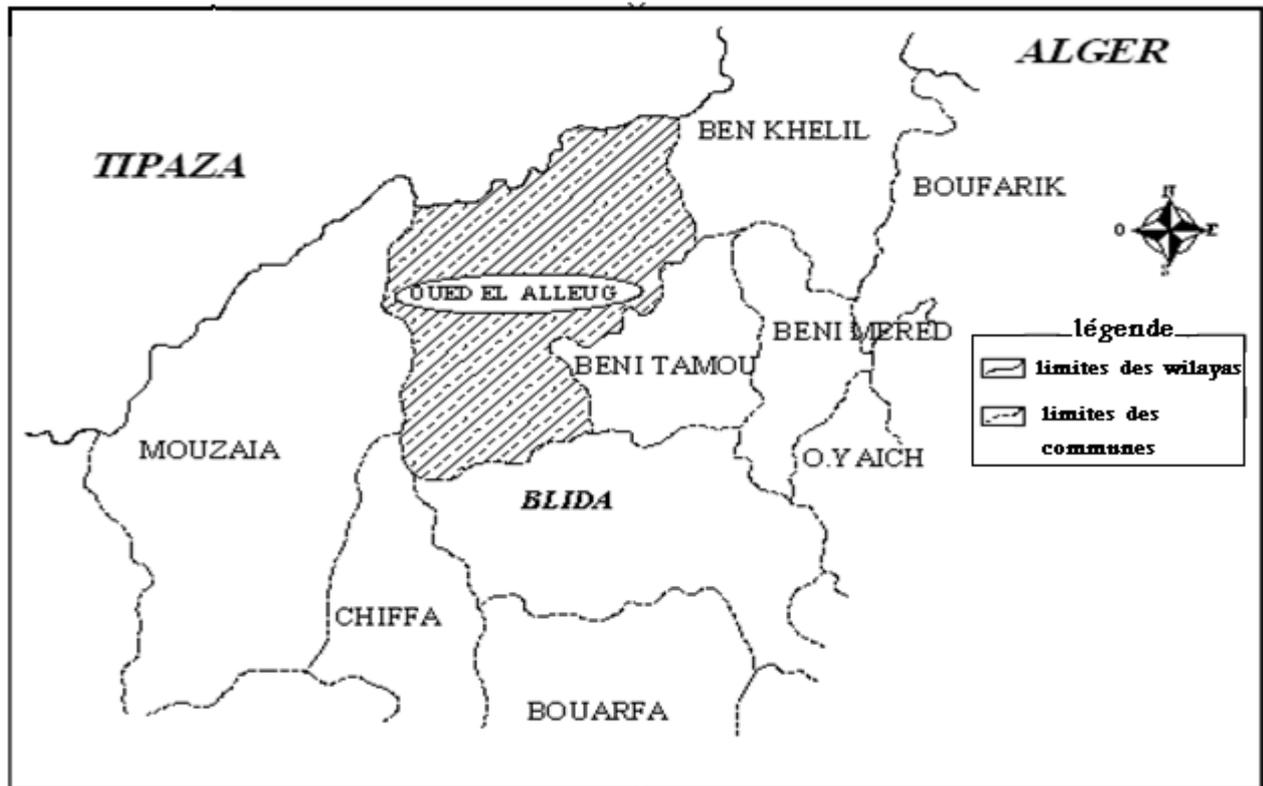


Figure I.1 : Situation Géographique De La Commune d’Oued El-Alleug.

**I.3) Situation topographique :**

Le territoire de la commune de l’Oued El Alleug se situe sur la riche plaine de la Mitidja. Cette dernière représente 55 ,53% du territoire de la wilaya.

Au niveau de toute la région de Blida, l’altitude se situe entre 45 à 50m par rapport au niveau de la mer, par contre le relief de Ben Salah varie entre 30 35 m entre la limite nord, c'est-à-dire, la RN4 et la limite sud (canal d’assèchement) de L’agglomération soit une pente de 1,484 %, et si en compte même l’emplacement du réservoir en aura une variation d’latitude de 54 a 58 m mètre qui nous donne une pente 2,394 %.

**I.4) Situation Climatologique :**

I.4.1) Climat et Température: (Source : centre météorologique de Dar el Beida).

Une classification des zones climatiques prenant en compte des données météorologiques de (1974-1984) a permet d’identifier plusieurs zones climatiques d’hiver et d’été en Algérie.

L’agglomération de Ben Salah (Wilaya De Blida) appartient à la zone hiver H1a et la zone Eté

Hiver:

L’agglomération de Ben Salah (wilaya de Blida) appartient à la zone H1a (altitude <500m) dont la caractéristique principales est sa localisation dans l’aire bioclimatique **subhumide** à hiver doux avec des amplitudes faibles.

Tableau N° I.1 : statistiques climatiques d’hiver.

Données Climatiques		JANVIER : le mois le plus froid								Hiver				
		Température (C°)			Humidité relative base (%)			Degrés-jours froids Base 16°C		Irradiation ASA <sup>2</sup> Global (WH/M <sup>2</sup> )			Hor	Vent Dominant
										Vertical				
		Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Jan	Ann	Sud	S /E			
H1	H1a	10,5	5,5	16,5	77,1	51,2	93,5	15	96	3602	2798	1545	2196	Sud Ouest

**Été :**

L’agglomération de Ben Salah est incluse dans la zone E1 qui subit l’influence de la mer. Ce climat est caractérisé par des étés chauds et humides :

Tableau N°I.2 : statistiques climatiques d’Eté.

Données Climatiques		Juillet : le mois le plus chaud								Hiver				
		Température (C°)			Humidité relative base (%)			Degrés-jours froids Base 16°C		Irradiation ASA <sup>2</sup> Global (WH/M <sup>2</sup> )			Hor	Vent Dominant
										vertical				
		Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Jan	ann	Sud	S /E			
H1	H1a	24,2	18,4	30,6	68,7	40,8	91,2	19	95	2312	3362	3857	6936	Nord /Est 3,4

**I.4.2) Pluviométrie :**

Pour une période d’observation de 20 ans, la valeur moyenne annuelle de jours de pluie est 50 mm, la hauteur annuelle est de 380 mm d’eau, pendant la saison de mai en août la terre reçoit environ 4% des pluies annuelles, alors qu’au cours des mois de novembre, décembre et janvier elle en reçoit que le 50% environ.

**I.4.3) Les vents :**

Le maximum de force des vents se situe au cours de l’hiver et le minimum à la fin de l’été, les vents locaux sont prédominant Ouest et Nord-ouest avec quelques vents nord-est. Adoucissent le climat durant la saison chaude, le sirocco est arrêté par le contrefort du djebel Chréa (Atlas Blidéen)

### I.5) Situation Géologique

Le substrat géologique de la région de Ben Salah est caractérisée par des alluvions récentes, des dépôts limoneux qui occupent toute la partie basse de la plaine de la MITIDJA et qu'ils recouvrent largement, Le tableau suivant donne le **profil géologique global** :

**Tableau N°I-1 : profil géologique global**

Age	Profondeur (m)	Lithologie
Quaternaire	70	Sable
Marne Jaune	415	Argile, Marnes, Graviers
Astien	544	Sable + Grès
Plais ancien	558	Marne

#### I.5.1) Classification des sols :

Le problème de l'identification et de la classification des sols consiste à caractériser les matériaux d'une façon suffisamment nette et précise pour qu'on puisse les comparer. Le cas de Ben Salah présente un caractère homogène sur toute l'étendue de l'aire, et s'identifie par la présence de limons.

#### I.5.2) Caractéristiques :

- ✓ Capacité portante : 1.00 à 1.5 bars
- ✓ Perméabilité à l'état compacte : semi perméable à imperméable.
- ✓ Résistance au cisaillement à l'état compacte et saturé : moyenne.

Facilité de mise en œuvre en tant que matériaux de construction moyenne (briqueterie de l'Oued el Alleug)

#### I.5.3) Sol de fondation et sismicité :

L'expérience a montré qu'il existe un rapport étroit entre la nature du sol de fondation et le comportement de la construction lors d'un séisme. Ainsi le sol de Ben salah constitue un sol à faible portance. Par conséquent l'utilisation de règles parasismiques les plus élémentaires doivent être de rigueur permettant de prémunir la région des erreurs préjudiciables.

### I.6) Situation Hydrogéologie :

Dans la plaine de la Mitidja et particulièrement dans la région de l'Oued El Alleug, les nappes aquifères des terrains alluvionnaires sont alimentées par les cours d'eau descendus de l'ATLAS Blidéen. L'infiltration plus profonde dans les dépôts caillouteux qui bordent les pieds de montagne, donne lieu à des nappes artésiennes souterraines plus ou moins profondes.

**I.6.1) Formation des aquifères :**

La structure des horizons aquifères a été déterminée grâce à l'étude géophysique par prospection électrique réalisée par C.G.G en 1968, ainsi que les coupes géo-électriques établies mettent en évidence deux niveaux résistants séparés par une couche conductrice, ces deux niveaux résistants correspondent à deux horizons aquifères perméables, et le niveau conducteur correspond à une couche argileuse imperméable.

L'aquifère alluvionnaire du quaternaire se situe en surface avec une épaisseur de l'ordre de 100 à 150m, quant à l'aquifère de l'Astien, son toit à une profondeur de 200m.

**I.6.2) Types de nappes :**

La nappe de la Mitidja renferme deux grandes nappes importantes à savoir :

- **Nappe des alluvions du quaternaire :** La nappe des alluvions du quaternaire de la Mitidja peut être subdivisée en trois :
  - **Quaternaire ancien :** C'est des alluvions grossières représentées par des graviers assez grossiers légèrement argileux.
  - **Quaternaire moyen :** C'est des formations assez grossières représentées par des graviers grossiers et sable grossier avec intercalations argileuses
  - **Quaternaire récent :** Il s'agit des limons grés argiles noirs ou bleus et d'alluvions grossières à la base, nous rencontrons cette série aux bords des oueds importants de la Mitidja.
- **Nappe de l'astien :**

L'astien est représenté par des grés et des calcaires gréseux avec des intercalations d'argile jaunâtre. Cette formation astienne est profonde, au niveau de la Mitidja est captive (sous pression) et elle affleure aux limites de la plaine Nord-Sud de façon irrégulière.

**I.6.2) Piézomètre :**

Le sens d'écoulement des eaux de la plaine des alluvions se fait du sud vers le Nord-Ouest, la profondeur du niveau statique varie de 30 à 50m et nous pourrions même avoir un niveau dépassant 60m en période d'irrigation.

**I.6.2) La qualité des eaux :**

Les eaux des alluvions du quaternaire sont très bonnes du point de vue chimique, puisque leur résidu-sec et leur minéralisation tournent autour de 300 mg/l, c'est des eaux bicarbonatées très légères ; à la suite de l'analyse chimique, l'eau ne demande qu'une javellisation pour être potable.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, la géographie, la géologie, et le climat, de la ville de Ben-Salah.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail, qui est la conception d'un nouveau réseau de distribution pour la ville de Ben-Salah, afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération.

# Chapitre II

## Caractéristiques Du Réseau

## « Caractéristiques Du Réseau »

### Introduction :

Pour un avant projet, il est très important d'établir un constat et une description sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau potable à l'état actuel, et la détermination de tout ce qui contient notre système d'adduction et du réseau de distribution pour prendre une idée générale sur leur état qui nous permette de faire le bon choix de réparation ou le changement des organes du système qui sont :

- Les ressources (forages).
- Les conduites d'adduction.
- Les ouvrages de stockage.
- Le réseau de distribution (la somme des tronçons).

### II.1) Ressources en eau :

La localité de Ben Salah est alimentée à partir d'un champ de captage pas loin du château d'eau de 500m<sup>3</sup>

La nappe exploitée dans notre zone de captage est la nappe de la plaine de la MITIDJA. Ce champ de captage est composé de 2 forages

Les caractéristiques des forages sont données dans le tableau suivant :

**Tableau N° II.1 : caractéristiques des forages d'alimentation .**

Nom du forage	Coordonnées			Niveau (m)		Débit (l/s)	
	X	Y	Z	Statique	dynamique	exploitation	Mobi
F <sub>1</sub>	562,97	377,80	123.40	50	89	06	22
F <sub>2</sub>	563 ,15	377,475	119.57	70	108	17	18

#### II.1.a) Le Forage F<sub>1</sub>:

Le forage F<sub>1</sub> est fonctionnel, son débit est de 6 l/s, il contient les accessoires suivants en bon état:

- Débit mètre.
- Manomètre.
- Armoire électrique.
- Vanne.
- Clapet.
- Des canalisations à l'intérieur de l'abri.
- Ventouse.



Figure II.1 : l'état des différents accessoires dans la chambre de commande de F1.



Figure II.2 : l'état des différents accessoires dans la chambre de commande de F1.

**II.1.a) Le Forage F2:**

Le forage F1 du champ captant de Ben Salah date de 2008 donc il est tout récent, il a remplacé le forage F1. Il refoule un débit de 17 l/s, il est en bon état, il n'a pas de clôture pour la sécurité du (lieu, les appareilles de fonctionnement, et de l'eau surtout), il contient les appareilles suivants :

- Armoire électrique, en bon état
- Débit mètre, en bon état
- Le clapet anti-retour, en bon état
- Trappe en bon état
- Monomètre, en bon état
- La conduite de refoulement a l'intérieur du forage, en bon état
- La ventouse a l'extérieur de l'abri, en bon état.



**Figure II.3 :** diagnostic d'un tronçon de l conduite de refoulement.



**Figure II.4 :** diagnostic de l'appareillage de réglage du F2

## II.2) les pompes :

Pour véhiculer l'eau des forages vers l'ouvrage de stockage (réservoir) ou directement vers le réseau de distribution, on n'a pas obligé de construire une station de pompage, alors qu'il est nécessaire d'installer des pompes immergées (groupes électropompes), qui sont reliées en parallèles entre eux, pour augmenter le débit supérieur au celui de consommation pour résulter un court temps de remplissage qui est le même de fonctionnement, pour économiser l'énergie et ne fatiguer pas les groupes électropompes.

Les caractéristiques des groupes électropompes sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau N° II.2 :** les caractéristiques des groupes électropompes

groupe	Type de pompe	Débit	Hmt	le niveau de calage	Puissance	Etat des pompes
		( l/s )	( m )	( m )	( kw )	
F <sub>1</sub>	6SDSA/16	4	130	117	22	Moyen
F 2	DK7800/14	6	109	111	30	Bon

**II.2) les Adductions :**

L'adduction des forages (F1, F2) vers le château d'eau 500 m<sup>3</sup> est en **Acier** de diamètre **150mm**. Ces forages se trouvent dans le champ du captage située à l'extérieur de la localité, pas très loin du château d'eau, elle prolonge de quelques centaines de mètres, sur une longueur de 902,78m, elle est en bon état.

**II. 3) Diagnostic Du Réseau de Distribution :**

- Le réseau de distribution de Ben Salah est très ancien. Sa plus grande partie, comme le montre le tracé en plan, est faite en PVC dans la majorité des tronçons, l'Amiante ciment et l'acier galvanisé pour quelques tronçons (les très anciens),
- On trouve quelques tronçons du PEHD ont été mis par les abonnés à cause d'une cassure de l'ancien tronçon ou d'un picage arbitraire
- Actuellement le modèle est en très mauvaise état à cause de sa vétusté et emboîtement. Et vu les multitudes d'interventions qu'il a subi son état nécessite vraiment rénovation.
- Les alimentations ponctuelles, à travers des piquages sur le réseau non étudiées, ont créés un réseau enchevêtré, difficile à gérer et qui présente par fois des diamètres des conduites secondaire plus grand que les conduites principales. Nous constatons aussi que les conduites tertiaires dans leurs majorités sont surdimensionnées.
- Nous signalons aussi le non respect des itinéraires des routes et création des impasses ainsi que les profondeurs lors de la réalisation des conduites d'extension.
- L'inexistence des vannes après les nœuds a rendu la gestion du réseau vraiment compliquée.
- Donc en somme, tout le réseau de distribution qui est en mauvaise état hormis les tronçons récemment rénovés en PEHD, des fois surdimensionnées.

**Tableau N° II.3 : les caractéristiques des tronçons du réseau.**

Tronçons	longueur	nœud de départ	nœud d'arrive	Diamètre (mm)	Matériel	Etat	OBSERVATION
P-1	77,02	J-1	J-2	200	PVC	mauvaise	Corrosion
P-4	237,85	J-4	J-5	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-5	63,24	J-5	J-6	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-7	282,44	J-6	J-8	90	Acier Galvanisé	mauvaise	Corrosion
P-8	74,17	J-8	J-9	50	PVC	mauvaise	Corrosion
P-10	352,4	J-10	J-11	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-12	209,88	J-11	J-13	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-13	157,35	J-10	J-14	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-14	95,06	J-15	J-16	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-15	156,89	J-16	J-17	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-16	86,43	J-17	J-18	90	PVC	mauvaise	Corrosion

Suite du Tableau N° II.3 :

Tronçons	longueur	nœud de départ	nœud d'arrive	Diamètre (mm)	Matériel	Etat	OBSERVATION
P-17	12,81	J-18	J-19	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-18	24,8	J-19	J-20	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-19	169,08	J-20	J-21	50	PVC	mauvaise	Corrosion
P-20	189,37	J-20	J-16	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-21	218,84	J-19	J-22	125	amiante ciment	mauvaise	Les cassures, et l'influence sur la sante des abonnés
P-22	264,18	J-22	J-23	160	amante ciment	mauvaise	
P-24	122,58	J-23	J-25	160	amiante ciment	mauvaise	
P-25	202,59	J-25	J-4	160	amiante ciment	mauvaise	
P-2	370,28	J-2	J-3	200	amiante ciment	mauvaise	
P-3	466,98	J-3	J-4	160	amiante ciment	mauvaise	
P-26	247,57	J-26	J-27	125	PVC	mauvaise	Corrosion
P-27	52,14	J-27	J-28	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-28	269,57	J-28	J-29	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-29	285,42	J-28	J-30	90	Acier Galvanise	mauvaise	Corrosion
P-30	426,16	J-30	J-31	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-33	236,27	J-33	J-34	40	Acier Galvanise	mauvaise	Corrosion
P-34	119,57	J-6	J-7	63	PVC	mauvaise	Corrosion
P-38	175,64	J-32	J-30	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-40	221,49	J-32	J-33	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-41	44,01	J-35	J-37	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-42	88,85	J-37	J-39	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-43	113,12	J-39	J-41	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-44	204,71	J-33	J-35	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-45	363,46	J-35	J-36	63	PVC	mauvaise	Corrosion
P-46	165,1	J-38	J-37	63	PVC	mauvaise	Corrosion
P-47	264,68	J-40	J-39	63	PVC	mauvaise	Corrosion
P-48	129,31	J-42	J-43	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-49	223,36	J-43	J-44	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-50	173,42	J-43	J-45	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-51	183,73	J-45	J-46	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-52	175,13	J-45	J-47	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-53	46,97	J-47	J-48	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-54	73	J-48	J-49	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-55	114,5	J-48	J-1	110	PVC	mauvaise	Corrosion
P-56	40,6	J-47	J-50	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-57	88,88	J-50	J-51	75	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-58	94,99	J-51	J-52	90	PEHD	bon	Corrosion
P-59	81,15	J-51	J-53	75	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-61	29,77	J-54	J-57	50	PEHD	bon	Malle dimensionne

Suite du Tableau N° II.3 :

Tronçons	longueur	nœud de départ	nœud d'arrive	Diamètre (mm)	Matériel	Etat	OBSERVATION
P-62	36,04	J-57	J-53	63	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-63	27,07	J-57	J-58	50	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-64	70,37	J-58	J-56	50	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-65	31,91	J-58	J-55	50	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-66	200,73	J-50	J-59	75	PVC	mauvaise	Corrosion
P-67	82,75	J-59	J-60	90	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-68	43,31	J-2	J-61	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-70	562,69	J-61	J-62	26	Acier Galvanise	mauvaise	Corrosion
P-71	572,08	J-63	J-5	125	Acier Galvanise	mauvaise	Corrosion
P-73	180,15	J-61	J-64	90	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-74	282,29	J-65	J-18	125	Acier Galvanise	mauvaise	Corrosion
P-76	191,31	J-66	J-17	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-77	56,99	J-23	J-67	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-78	39,65	J-67	J-24	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-79	60,29	J-68	J-67	40	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-80	264,46	J-69	J-24	100	PEHD	bon	Malle dimensionne
P-84	351,25	J-11	J-70	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-85	210,41	J-70	J-12	53	PVC	mauvaise	Corrosion
P-87	233,89	J-24	J-8	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-88	217,33	J-26	J-3	160	PVC	mauvaise	Corrosion
P-94	413,65	J-8	J-10	90	Acier Galvanise	mauvaise	Corrosion
P-95	775,84	J-14	J-71	90	PVC	mauvaise	Corrosion
P-100	512,26	<b>réservoirs</b>	J-1	250	PVC	mauvaise	Corrosion

#### II.4) Diagnostic de l'ouvrage de stockage :

Le stockage de l'eau potable de la localité Ben Salah est assuré par un réservoir de 500m<sup>3</sup>. Il est de forme circulaire, Son état en général est bon, Sa hauteur est de 6m ; 10,5m de diamètre, La côte du terrain naturel au pied réservoir est de 155,64m, Ses conduites d'alimentation à l'intérieur de l'ouvrage sont en bon état, l'une en acier l'autre en PVC.

La conduite de distribution jusqu'au sol est en acier de diamètre 250 et est moyennement corrodée. La pompe doseuse du chlore est bonne. Le béton de l'ouvrage est bon malgré son ancienneté. Les vannes et le débit mètre de côté distribution sont en bon état.



Figure II.5 : Vanne (lent fermeture) de réglage a la sortie du réservoir.



Figure II.6 : La pompe doseuse du chlore dans la chambre de manœuvre.

### **Conclusion :**

L'objectif de ce diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état actuel du réseau et de ses différentes installations, aussi bien par des visites et relevés des lieux (collecte de documents, topographie, etc....) que par des moyens d'analyse informatique.

Dans l'ensemble des données recueillies, nous estimons que celles-ci sont suffisantes pour entamer :

- L'Etude de diagnostic du réseau existant.
- L'Etude et conception du réseau d'AEP selon l'horizon qui nous a été fixé par la subdivision de l'Hydraulique de Oued El-Alleug.

# Chapitre III

## Besoins En Eau Et Débit De Consommation

## « Besoins en Eau et Débit de Consommation »

### Introduction :

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

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

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

### III.1) Estimation de la population à l'horizon d'étude : [1]

L'estimation de la population se fait en Algérie pour les différents l'horizon d'étude l'actuel, 2020 et 2030 et 2040 à la base de la formule suivante :

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

Avec :

- $P_n$  : est la population à l'horizon voulue.
- $P_0$  : Est la population actuelle
- $\tau$  : est le taux d'accroissement de la population en %.
- $n$  : est le nombre d'années à l'horizon considéré.

#### a) Le taux de croissance :

en utilise les donnes des deux dernières recensements de l'Algérie sur l'habitation en ;( 1998, 2008 ) ;

Pour l'année 2008 on a ;

$$P_{2008} = P_{1998}(1 + \tau)^{10} \Rightarrow \log(1 + \tau) = \frac{1}{10} \log\left(\frac{P_{2008}}{P_{1998}}\right)$$

### Application Numérique :

$P_{2008} \cdot (\text{hab})$	$P_{1998} \cdot (\text{hab})$	$\tau \%$
4550	6115	3

**b) La population :**

Pour le calcul de l'évolution de la population à différentes échéances (court, moyen et long terme) nous avons pris les taux proposés par le PDAU, et le recensement de 1998.

**Tableau N°III.1 : évaluation de la population à différentes échéances**

Années	Taux de croissance (%)	Evaluation de la population [Ha]
1998	3	4550
2010	3	6487
2020	3	8718
2030	3	11717
2040	3	15747

**III.2) Choix de la dotation :**

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

**\*) la dotation d'une commune rurale : [1]**

Considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. 125 l/j /hab. (200l/j/hab. si l'élevage est intensif).

**\*) la dotation d'une commune dont la population est supérieure à 2000 hab.: [1]**

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

Donc pour le calcul des besoins domestiques actuels de l'agglomération de Ben Salah, il est recommandé de prendre pour la population actuelle une dotation de **150 l/j/hab.**

**III.3) Besoins Domestiques :**

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule :

$$Q_{moy.j} = \frac{q N_i}{1000} \quad (m^3 / j)$$

- $Q_{moy.j}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3 / j$ )
- $q_i$  : Dotation journalière (l/j/hab.).
- $N_i$  : Nombre de consommateurs. (hab.)

Les besoins domestiques de l'agglomération de Ben Salah pour les Différents horizons d'étude sont indiqués dans les tableaux ci-après :

**Tableau N°III.2 : évaluation des besoins domestiques**

Année	N <sup>bre</sup> d'habitant	Dotation moyenne (l/j/hab.)	Consommation moyenne ( $m^3 / j$ )
2010	6487	150	973
2020	8718	150	1308
2030	11717	170	1992
2040	15747	170	2677

Les dotations prises sont : 2020(150 l/j/hab.), 2030 (170 l/j/ha) et 2040 (170 l/j/hab.)

**III.4) Besoins scolaires actuels :**

L'agglomération de Ben Salah dispose de deux écoles primaires et d'un CEM qui sont répartis comme suit :

**Tableau N°III.3 : Recensement des équipements scolaires**

Etablissement	Nbre de classes
Ecole primaire	12
Ecole primaire	12
CEM	13
<b>Total</b>	<b>37</b>

Prenant un taux d'occupation par classe de 40 élèves par classe (TOC = 40 e/c), et prenant une dotation en eau de 10 l/élève /j. Les besoins en eau scolaires sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau N°III.4: évaluation des besoins scolaires**

Etablissement	Unité	Toc (e/c)	Nombre d'élèves	Dotation l/élève /j	Besoins ( $m^3 / j$ )
Ecole primaire	élève	40	480	10	4,8
Ecole primaire	élève	40	480	10	4,8
CEM	élève	40	520	10	5,2
<b>Total</b>					<b>14,8</b>

**III.5) Besoins commerciaux :****Tableau N°III.5 : évaluation des besoins commerciaux**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)
Restaurant	repas	800	20	16
Cafés	client	1200	5	6
Boulangerie	unité	1	2000	2
Boucherie	unité	1	1000	1
Douche publique	unité	1	10000	10
Abattoir (volailles)	unité	1	5000	5
<b>Total</b>				<b>44</b>

**III.6) Besoins Administratifs :****Tableau N° III.6 : évaluation des besoins Administratifs.**

Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Garde communale	agent	20	100	2
Agence postale	agent	4	20	0,08
Agence communale	agent	10	20	0,2
<b>Total</b>				<b>2,28</b>

**III.7) Besoins socioculturels et sportifs:****Tableau N° III.7 : évaluation des besoins socioculturels.**

Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée	fidele	1000	20	20
Stade	vestiaires	2	1000	2
Salle omnisport	m <sup>2</sup>	1000	5	5
Espace de jeux	m <sup>2</sup>	30	10	0,3
<b>Total</b>				<b>27,3</b>

**III.8) Besoins Divers :****Tableau N° III.8 : évaluation des besoins socioculturels.**

Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
l'élevage	ferme	4	--	115
Industriels (savonnerie, cimenterie, usine de boisson)	industrie	2	--	100
<b>Total</b>				<b>215,57</b>

**III.9) Récapitulation des besoins :****.Tableau N° III.9 :** Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)	%
Domestiques	973	76,2
Scolaires	14,8	1,2
Commerciaux	44	3,4
Administratifs	2,28	0,2
Socioculturels et sportifs	27,3	2,2
Divers	215	16,8
<b>Total</b>	<b>1277</b>	<b>100</b>

**III.10) Besoins d'équipements court terme (2020) :**

Nous signalons que l'insuffisance dans la projection de divers équipements à long et moyen terme dans le PDAU (centre maternité, centre de santé, six classes scolaires, antenne APC, maison de jeunes).

**Tableau N° III.10:** évaluation des besoins d'équipements a court terme (2020) :

Equipements	unité	Nombre	Dotation (l/j/empl.)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
existants	--	--	--	304
centre maternité	lit	100	400	40
centre de santé	patient	800	400	320
classes scolaires	élève	240	15	3,6
antenne APC	employé	20	15	0,3
maison de jeunes	visiteur	300	15	4,5
<b>TOTAL</b>				<b>672,4</b>

On a encore la réalisation des cites résidentielles, alors leurs consommation d'eau sera compte dans besoins domestiques.

**III.11) Besoins d'équipements à moyen et long terme :**

Nous amène faire une approximation en majorant les besoins d'un horizon de 10% pour trouver les besoins d'équipement de l'horizon qui suit, donc en somme on considère un taux de développement global de 30%. Cette approximation est la plus appropriée dans des cas similaires POS et PDAU incomplets.

Les différents besoins d'équipements pour les horizons d'étude considérés l'actuel, 2030 et 2040 sont présentés dans le tableau qui suit :

**Tableau N° III.11:** évaluation des besoins d'équipements à moyen et long terme ::

Zone	Besoins d'équipements pour les horizons (m <sup>3</sup> /j)			
	Actuel	2020 (calculé)	2030 Approximation(10%)	2040 Approximation(10%)
La ville de Ben Salah	304	672	740	814

### III.12) Balance ressource/besoins :

Nous allons à dresser ci-après le calcul des débits maximum journaliers pour des différentes horizons, 2020,2030 et 2040 ainsi que l'évaluation de la ressource actuelle. Par la suite nous allons les confronter et établir une balance à partir de laquelle nous allons conclure sur l'état de satisfaction en besoins en eau.

**Tableau III.12:** Les débits maximum journaliers pour différents termes

Horizon	Population (hab)	Besoins Domestique	Besoins Des équipements (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>max,j</sub>	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	
La ville de Ben Salah	2010	6487	973	304	1,1	1405
	2020	8718	1308	672	1,1	2178
	2030	11717	1992	740	1,1	3005
	2040	15747	2677	814	1,1	3840

### III.13) Balance ressource/besoins :

Le bilan ressources besoins pour différentes horizons est dressé dans le tableau ci-après :

**Tableau III.13:** Balance ressource/besoins :

Désignation	Actuel	2020	2030	2040
Consommation de pointe (m <sup>3</sup> /j)	1405	2178	3005	3840
Ressources disponibles (m <sup>3</sup> /j)	1987,20	1987,20	1987,20	1987,20
L'excès (m <sup>3</sup> /j)	582,2	0		
Déficit (m <sup>3</sup> /j)	0	190,80	1017,80	1852,80
Déficit (L/s)		2,21	11,78	21,44

Nous constatons que la ressource actuelle est suffisante pour la satisfaction des besoins et l'excès est de 6,74 l/s.

Le déficit sera enregistré en 2020 et atteindra un débit considérable en 2040 qui est de 21,44 l/s.

**III.14) L'année ou commencera le déficit :**

En essaye de calculé l'année de déficit :

**Tableau III.14:** calcul de l'année de déficit

Année	2010	Année X	2020	
La Consommation (m3/j)	1405	1987,2	Equipement ; 672. (30,85% des consommations total).	Domestiques 1308
			2178	
Le déficit (m3/j)	---	0	190,8	

La consommation a l'année X sera comme suite :

$$Q_{total} = Q_{max.j} + Q_{equiup}$$

$$= Q_{moy.j} * k_{max.j} + Q_{equiup}$$

$$Q_{total}^{année X} = \frac{q N_i}{1000} * k_{max.j} + Q_{equiup}$$

$$N_i = (Q_{total}^{année X} - Q_{equiup}) \frac{1000}{k_{max.j} * q} . (hab)$$

- $N_i$  : Nombre de consommateurs. (hab).
- $Q_{total}^{année X}$  : consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).
- $q_i$  : Dotation journalière (l/j/hab).
- $k_{max.j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum.
- $Q_{equiup}$  : besoins d'équipement. (m<sup>3</sup>/j).  $Q_{equiup}^{année X} = a \% * Q_{total}^{année X}$
- a % : pourcentage des besoins des équipements para rapport à la consommation total de l'année X, en le prend 30 % puisque les équipements propose au court terme ne seront pas tout construisent.

**Tableau III.14 :** application numérique du calcule de nombre d'habitant.

$Q_{total}^{année X}$ (m <sup>3</sup> /j).	a	$Q_{equiup}$ (m <sup>3</sup> /j)	$q_i$ (l/j/hab).	$k_j$	$N_i$ (hab).
1987,20	0,30	496,8	150	1,1	<b>8430</b>

D'après les lois (d'estimation de la population) suivante :

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

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

$$\log \left( \frac{P_n}{P_0} \right) = \log (1 + \tau)^n$$

$$\ggg n = \frac{\log \left( \frac{P_n}{P_0} \right)}{\log (1 + \tau)}$$

**Tableau III.15** : application numérique du calcul de l'année de deficit.

Pn (hab)	P0 (hab)	$\tau$	N (année)	L'intervalle d'année
PX = 8430	P2010= 6487	0,03	<b>8,86</b>	<b>2018--2019</b>

La projection des nouveau sources (sous terrain, superficielle) sera nécessaire a partir de l'année 2018, et par mesure de sécurité on peut la projeté en 2017

### III.15) Variation du débit de consommation :

#### III.15.1) Variation du débit de consommation journalière :

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

##### ➤ Débit de consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_j$ . Et qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, nous pouvons écrire:

$$Q_{\max,j} = K_j * Q_{\text{moy},j}$$

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

On prend:  $K_j = 1,1$ ;

- $Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ). (les besoins domestiques et les des équipements).

### ➤ Débit de consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté  $K_{\min,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j}$$

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

On prend:  $K_{\min,j} = 0,7$ ;

- $Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ). (les besoins domestiques et les des équipements).

**Tableau III.16** : Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune

Communes	$Q_{\text{moy},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K,j$	$Q_{\max,j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
La ville de Ben Salah	1277	0,7	893,9	1,1	1405

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé.  $Q_{\max,j} = 1405\text{m}^3/\text{j}$ .

### III.15.2) Variation du débit de consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ( $K_{\max,h}$ ,  $K_{\min,h}$ ) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

➤ **Débit de Consommation moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau, des stations de pompage de premier degré et des stations de traitements, il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} = K_{.j} \frac{Q_{moy.j}}{24}$$

- $Q_{moy.h}$  : est le débit moyen horaire ( $m^3/h$ )
- $Q_{max.j}$  : est le débit maximum journalier

$$AN : Q_{moy.h} = \frac{1405}{24} = 58,54 m^3 / h$$

➤ **Débit de Consommation maximale horaire**

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

$$Q_{max.h} = K_{max.h} Q_{moy.h}$$

- $Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire ( $m^3/h$ )
- $K_{max.h}$  : Coefficient d'irrégularité horaire maximum, Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \beta_{max}$$

- $\alpha_{max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau du développement local  $\alpha_{max} = [1,2-1,5]$  pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,3$
- Un coefficient  $\beta_{max}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

**Tableau III.17:** Variation du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitant

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

Pour notre cas on prend :  $\alpha_{max} = 1,3$  et  $\beta_{max} = 1,39$

$$\text{Alors : } K_{\max,h} = 1,3 * 1,39 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,81$$

$$\text{AN : } Q_{\max,h} = 1,81 * 58,54 = 106 m^3 / h$$

**Tableau III.18 : Réhabilitation des résultats.**

Horizon	Q <sub>moy,h</sub> (m <sup>3</sup> /h)	K <sub>max,h</sub>	Q <sub>max,h</sub> (m <sup>3</sup> /h)
La ville de Ben Salah	58,54	1,81	106

### III.16) Diagramme de consommation totale et courbe intégrale de consommation : [1]

La répartition du débit maximal journalier durant les 24 heures de la journée selon le nombre de population de l'agglomération est dressée dans le tableau qui suit :

**Tableau III.19: Répartition du débit maximum journalier**

Heure	Nombre d'habitants				Agg. rurale
	< 10000	10000-50000	50000//100000	+100000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.0	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.60	8.5
12-13	7	5	4.4	4.60	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	4.70	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	4.40	6
19-20	5	5.5	4.5	4.30	6
20-21	4.5	4	4.5	4.30	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1	3.3	3.70	1

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante:

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{max,j}}{100} (m^3 / h)$$

>Q<sub>h</sub> : débit horaire nécessaire

>Q<sub>max,j</sub> : débit maximal journalière nécessaire

> P% : pourcentage horaire.

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour notre agglomération est indiquée dans le tableau suivant :

**Tableau 20:** Répartition Horaire Du Q<sub>max,J</sub> (de Ben Salah)

Heures	Besoins de L'agg. Q <sub>max,j</sub> =1305 m3/j		Besoins d'Industrie Q <sub>max,j</sub> =100 m3/j		Besoins totaux	courbe intégrale	
	(%)	(m3/h)	(%)	(m3/h)		(m3/h)	(%)
0-1	1	13,05	---	---	13,05	13,05	1
1-2	1	13,05			13,05	26,10	2
2-3	1	13,05			13,05	39,15	3
3-4	1	13,05			13,05	52,20	4
4-5	2	26,10			26,10	78,30	6
5-6	3	39,15			39,15	117,45	9
6-7	5	65,25			65,25	182,70	14
7-8	6,5	84,83			84,83	267,53	20,5
8-9	6,5	84,83	11,11	11,11	95,94	363,46	27
9-10	5,5	71,78	11,11	11,11	82,89	446,35	32,5
10-11	4,5	58,73	11,11	11,11	69,84	516,18	37
11-12	5,5	71,78	11,11	11,11	82,89	599,07	42,5
12-13	7	91,35	11,11	11,11	102,46	701,53	49,5
13-14	7	91,35	11,11	11,11	102,46	803,99	56,5
14-15	5,5	71,78	11,11	11,11	82,89	886,88	62
15-16	4,5	58,73	11,11	11,11	69,84	956,71	66,5
16-17	5	65,25	11,11	11,11	76,36	1033,08	71,5
17-18	6,5	84,83	---	---	84,83	1117,90	78
18-19	6,5	84,83			84,83	1202,73	84,5
19-20	5	65,25			65,25	1267,98	89,5
20-21	4,5	58,73			58,73	1326,70	94
21-22	3	39,15			39,15	1365,85	97
22-23	2	26,10			26,10	1391,95	99
23-24	1	13,05			13,05	1405,00	100
		<b>total= 1305 m3/h</b>			<b>total= 100m3/h</b>		

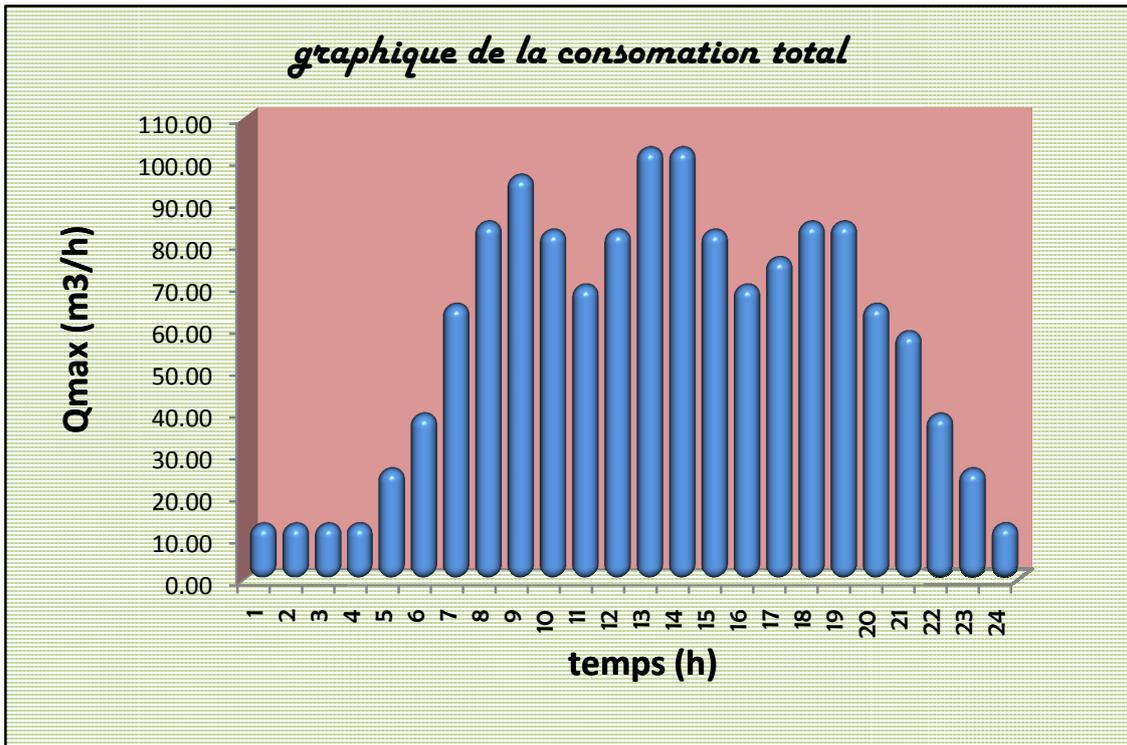


Figure III.1: Diagramme de la consommation totale de l'agglomération actuel

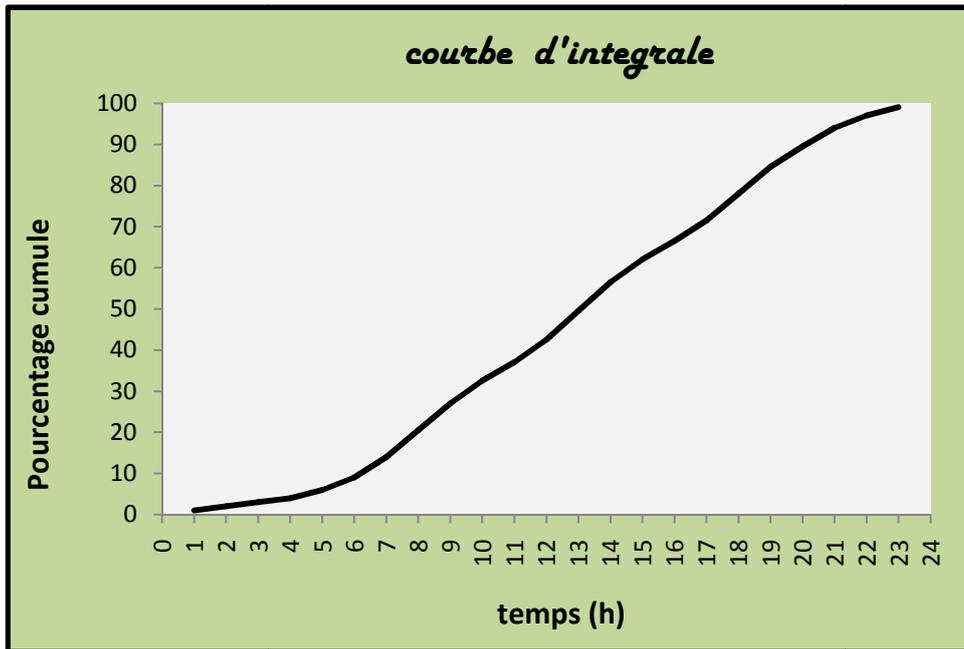


Figure III.2 : courbe intégrale de la consommation

**Conclusion**

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui varient en fonction de nombre d'habitants.

Nous avons procédé à une évaluation détaillée des débits de consommation afin de pouvoir procéder à un dimensionnement rigoureux de notre réseau.

Dans notre cas il faut projeté des forages pour satisfaire les besoins et couvrir le déficit qui sera dans le réseau appartenant de l'horizon 2020

# Chapitre IV

## Elaboration du Modèle de simulation

## « Elaboration du Modèle de simulation »

### Introduction :

Pour satisfaire aux exigences légales et aux attentes du public, les entreprises qui gèrent les services de distribution d'eau expriment une demande toujours plus grande pour une compréhension améliorée des déplacements et des transformations de l'eau dans leurs systèmes de distribution. Dans ce contexte, Water-CAD est un modèle de simulation informatique qui y contribue. Il prédit le comportement hydraulique dynamique et qualitatif de l'eau dans un système de distribution d'eau potable sur une longue durée.

Dans ce chapitre, on va faire une présentation détaillée du logiciel Water-CAD, on essaiera de l'utiliser pour étudier les débits, les vitesses, les pressions ainsi que la concentration du chlore en chaque tronçon et de détecter ceux qui ne répondent pas aux normes ainsi que les causes qui influent sur ces paramètres et de donner des solutions visant à améliorer le fonctionnement de ce réseau.

### IV.1) Description commercial du logiciel WATER CAD:

Water-CAD c'est un produit du Bentley, qui est le fournisseur mondial de solutions logicielles collaboratives qui permettent de créer, gérer et publier du contenu A.I.C (architecture, ingénierie et construction). Bentley propose différents services professionnels, dont la mise en œuvre, l'intégration, la personnalisation et la formation, Alors ce logiciel est destiné nettement au commerce, alors pour l'utiliser il faut l'achat de la licence d'abord, pour obtenir une simulation correcte si non il ne fonctionnera jamais,

### IV.2) Description hydraulique du logiciel WATER CAD :

**Water-CAD** est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

**Water CAD** calculé le débit dans chaque tuyau, la pression chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du

réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

**Water CAD** a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, il offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de rechloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

### IV.3) Capacités pour la Modélisation Hydraulique [5].2

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. Water-CAD 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-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux joints, etc.
- Il peut modéliser des pompes vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contre le de pression ou 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 caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

### IV.4) Capacités pour la Modélisation de la Qualité de l'Eau : [5].2

En plus des simulations hydrauliques, Water-Cad peut modéliser la qualité de l'eau; on dispose ainsi des capacités suivantes:

- Modélisation du déplacement d'un traceur pendant la durée de la simulation.

- Modélisation des déplacements et les variations de concentration en plus ou en moins que subit une substance (par exemple un produit secondaire de désinfection, ou du chlore résiduel).
- Modélisation du temps de séjour de l'eau dans le réseau.
- Indication chaque nœud de la proportion d'eau provenant d'une ressource distincte.
- Modélisation des réactions d'évolution de la qualité de l'eau dans la masse et aux parois.
- Utilisation des cinétiques d'ordre (**n**) pour calculer les réactions dans la masse d'eau.
- Utilisation des cinétiques d'ordre 1 ou 0 pour calculer les réactions aux parois des tuyaux.
- Limitations de transfert de masse pour modéliser les réactions aux parois.
- Fixation d'une concentration limite des réactions.
- 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 du tuyau.
- Introduction d'une substance quelconque différents emplacements du réseau variant dans le temps en débit massique ou en concentration.
- Mélange d'eau dans les réservoirs : mélange parfait, flux piston ou en deux compartiments.
- le mélange d'eau provenant de différentes sources;
- le temps de séjour de l'eau dans le réseau;
- diminution du chlore résiduel;
- l'accroissement des sous-produits de la désinfection;
- la diffusion d'un polluant dans le réseau, introduit en certains points.

#### IV.5) Méthode de calcul hydraulique : [5].2

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de **HARDY CROSS** effectuée par le logiciel de simulation WATER CAD logiciel le plus utilisé au USA, et l'Europe (monde développe), établi par la firme « Haestad methods » et qui fonctionne sous environnement Auto-CAD, Ce logiciel utilise l'algorithme HARDY CROSS pour déterminer les corrections des débits dans les conduites dans les mailles, la correction est basée sur deux hypothèses :

- **La première** : En un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.
- **La deuxième** : La somme des pertes de charge dans une maille est nulle.

## IV.6) Calcul des pertes de charge: [5].2

Le logiciel propose plusieurs formules pour le calcul des pertes de charges, on les résume dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1:** Formules de perte de charge totale au long la longueur de la canalisation en charge :

formule	perte de charge totale (A)	exposant du debit (B)
Hazen-Williams	$10,674.C^{-1,852}.d^{-4,871}.L$	1,852
Darcy-Weisbach	$0,0827.f.(ε, d, q) d^{-5}.L$	2
Chezy-Manning	$10,294.n^2.d^{-5,33}.L$	2
<p><b>c</b> = coefficient de rugosité de hazen-williams  <b>ε</b> = coefficient de rugosité darcy-weisbach (m)  <b>f</b> = facteur de friction (dépend de ε,d, et q)  <b>n</b> = coefficient de rugosité manning  <b>d</b> = diamètre du tuyau (m)  <b>l</b> = longueur du tuyau (m)  <b>q</b> = débit (m<sup>3</sup>/s)</p>		

(La perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en (m<sup>3</sup>/s)).

## IV.7) Les coefficients de La Rugosité : [5].2

**Tableau IV.2 :** Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs.

Matériau	Coeff. Hazen-Williams (universel)	ε de Darcy-Weisbach (mm)	n de Manning (universel)
Fonte revêtue	130 - 140	0,25	0,012 - 0,015
Béton ou Revêt. de Béton	120 - 140	0,3 - 3,0	0,012 - 0,017
Fer Galvanisé	120	0,15	0,015 - 0,017
Plastic	140 - 150	0,0015	0,011 - 0,015
Acier	140 - 150	0,03	0,015 - 0,017
Céramique	110	0,3	0,013 - 0,015

**IV.8) L'estimation des Pertes de charge singulières [5].2**

Des pertes de charge singulières (également appelées « pertes locales ») sont provoquées notamment par la croissance de la turbulence qui se produit au niveau des coudes, des tés, des vannes, des clapets anti-retour, et des entres ou sorties brusques.

L'importance d'inclure ou non de telles pertes dépend du genre de réseau et de l'exactitude exigée. Pour les prendre en compte, il faut assigner au tuyau un coefficient de perte de charge singulière. La perte singulière est le produit de ce coefficient avec la charge cinétique du tuyau, c'est-à-dire ;

$$h_l = K \cdot \left[ \frac{v^2}{2g} \right] \text{ (m).}$$

- K : est le coefficient de perte de charge singulière,
- V : la vitesse d'écoulement (m/s),
- g : l'accélération de la pesanteur (m<sup>2</sup>/s).

Le tableau suivant affiche les coefficients de perte de charge singulière pour quelques types d'accessoires qu'on peut trouver dans le réseau:

**Tableau IV.3:** Coefficients de Pertes de Charge Singulières pour quelques accessoires usuels

<i>ACCESOIRE</i>	<i>COEFF.PERTE SINGULIERE</i>
Vanne à boule, entièrement ouverte	10,0
Vanne à angle, entièrement ouverte	5,0
Clapet anti-retour à battant, entièrement ouvert	2,5
Vanne, entièrement ouverte	0,2
Coude de petit rayon	0,9
Coude de rayon moyen	0,8
Coude de grand rayon	0,6
Coude de 45 degrés	0,4
Coude de 180 degrés	2,2
Té Standard – flux droit	0,6
Té Standard – flux dévié	1,8
Entrée brusque	0,5
Sortie brusque	1,0

#### IV.9) Les unités des différents paramètres [5].2

Logiciel Water-CAD utilise deux systèmes d'unités :

- Systèmes d'unités International.
- Systèmes d'unités American.

Chez nous on Algérie on utilise le system d'unité international, alors on le sélectionne durant la simulation de notre model, on résume la différence entre les deux systèmes dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4:** Représentation des unités des deux systèmes utilisés au Water-CAD

Paramètre	System d'unités International	Système d'unités Américaines
Concentration	mg/l ou µg/l	mg/l ou µg/l
Diamètre (Tuyaux)	millimètres (mm)	pouces (in)
Diamètre (Réservoirs)	mètres (m)	pieds (ft)
Rendement	pourcentage (%)	pourcentage (%)
Altitude	mètres (m)	pieds (ft)
Coefficient de l'Émetteur	unités de débit / (mètre) <sup>1/2</sup>	unités de débit / (psi) <sup>1/2</sup>
Énergie	kiloWatt--heures (kWh)	kiloWatt--heures (kWh)
Débit	LPS (litres / sec)	CFS (pieds cubes / sec)
	LPM (litres / min)	GPM (gallons / min)
	MLJ (méga litres / jour)	MGD (million gal / jour)
	M3H (mètres cubes / heure)	IMGD (MGD Impériaux)
	M3J (mètres cubes / jour)	AFD (acre-pieds / jour)
Facteur de Friction	sans dimension	sans dimension
Charge Piézométrique	mètres (m)	pieds (ft)
Longueur	mètres (m)	pieds (ft)
Coeff. des Pertes Singulières	sans dimension	sans dimension
Puissance	kiloWatts (kW)	chevaux (HP)
Pression	mètres de colonne d'eau (mce)	livres par pouce carré (psi)

Suite du tableau IV.4:

Paramètre	System d'unités International	Système d'unités Américaines
Coeff. de Réaction (Masse)	1/jour (ordre 1)	1/jour (ordre 1)
Coeff. de Réaction (Parois)	masse / m <sup>2</sup> jour (ordre 0)	masse / pieds <sup>2</sup> / jour (ordre 0)
	mètres / jour (ordre 1)	pieds / jour (ordre 1)
Coefficient de Rugosité	millimètres (Darcy-Weisbach),	millipieds (Darcy-Weisbach),
	sinon sans dimension	sinon sans dimension
Injection de Masse d'une Source	masse / minute (kg/min)	masse / minute (kg/min)
Vitesse	mètres / seconde (m/s)	pieds / seconde (ft/s)
Volume	mètres cubes (m <sup>3</sup> )	pieds cubes (ft <sup>3</sup> )
Temps de Séjour	heures (h)	heures (h)

**Tableau de conversion :** on donne des renseignements pour quelques unités des paramètres les plus utilisés, dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5 :** conservation des quelques unités du A.S. vers S.I.

Unité au S.A	Equivalent au S.I
1 pied	0,3048 m
1 pouce	0,0254 m
1 acre	4047 m <sup>2</sup>
1 gallon (Am.)	3,785 l
1 gallon (Imp.)	4,546 litres
1 gpm (Am.) = 3,785 lpm	0,063 l/s
1 gpm (Imp.) = 4,546 lpm	0,0758 l/s
1 livre = 0,454 kg = 1 psi (livre/pouce <sup>2</sup> )	0,7031 m.c.e
1 cheval (Am.)	1,014 chevaux (SI) = 0,746 Kw

**IV.10) La langue du logiciel :**

Cependant ce logiciel Water-cad est en anglais donc nous prenons le soin de traduire les étiquêtes des tableaux de résultats dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 :** les nominations anglaises et leurs synonymes français.

Etiquête en	En français	Etiquête en anglais	En français
From Node	Du nœud	Upstream Structure Hydraulic	Charge hydraulique amont
To Node	Au nœud	Downstream Structure Hydraulic Grade (m)	Charge hydraulique aval
Length (m)	Longueur	Label	Etiquête
Diameter (mm)	Diamètre	Elev. (m)	Côte
Material	Matériaux	Demand (l/s)	Débit (l/s)
Discharge (l/s)	Débit (l/s)	HGL (m)	Charge hydraulique au nœud
Headloss Gradient (m/m)	Perte de charge unitaire	P Head (m)	Pression
Calculated Friction Headloss	Parte de charge	Cast iron	Fonte
Velocity (m/s)	Vitesse (m/s)	Steel	Acier

**IV.11) Leurs demandes et compatibilités avec l'outil informatique [5].2**

**Tableau IV.7:** la compatibilité avec l'outil informatique.

<b>Processor:</b>	Pentium III at 1 GHz, Pentium 4 at 1.2 GHz)
<b>Systems d'exploitations :</b>	Windows 7, Windows Vista, Windows XP, et Windows Server 2003
<b>Memory RAM:</b>	256 MB (384 MB recommended, 1Gb recommended for large networks)
<b>Disk Dure :</b>	500 MB pour un bonne fonctionnement
<b>la demanddugraphismes :</b>	800 x 600 résolutions, 256 couleurs
<b>Platform pré-équipements:</b>	plates-formes de DAO, Micro-Station V8i, ; Auto-CAD 2010,

**Conclusion :**

Après cette petite description qui nous donnée une certain image du model de simulation, on conclure que malgré le développement qu'on a l'arrive, on reste toujours en contacte avec les anciennes bases et les formules ; soit d'hydraulique ou algorithmique, pour la réalisation de certain ouvrage quelque soit leur degré d'intelligence, ou la capacité de travail.

# Chapitre V

## Diagnostic du réseau de la ville

## « Diagnostic du réseau de la ville »

### Introduction :

L'objet de ce diagnostic est de vérifier l'état du système d'alimentation en eau de la ville Ben Salah, et la détermination des défaillances du système de refoulement et du réseau de distribution.

Le système de la distribution existant dans la ville de Ben Salah est; « réservoir de tête », on calcule leurs caractéristiques hydraulique (la pressions dans les nœuds, la vitesse dans les tronçons) dans le cas de points, pour observe les déférentes problèmes (les faibles pressions, les cas ou il y a des dépressions, les faibles vitesses), qui peut nous donne une idée globale sur notre réseau, et nous permet de projeté la meilleure variante si on a les choix de plusieurs d'elles.

### V.1) Détermination des débits du réseau :

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

- On détermine le débit de point et le débit concentre s'il existe.
- On détermine la longueur de chaque tronçon (qu'ont assures une alimentation au long de ses longueurs) pour déterminé la longueur totale du réseau.
- On détermine le débit spécifique
- On calcul le débit totale de chaque nœuds.

#### V.1.a) Débit spécifique:

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

$$Q_{spi} = \frac{Q_{pte}}{\sum l_i} (l/s/ml)$$

- $Q_{pte}$  : Débit de pointe.
- $\sum l_i$  : Somme des longueurs du réseau de distribution.

**V.1.b) Débit en route :**

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

$$Q_r = Q_{\text{cons}} - Q_{\text{conc}} \text{ (L/S).}$$

- $Q_r$  : débit en route.
- $Q_{\text{cons}}$  : débit de consommation total.
- $Q_{\text{conc}}$  : débit concentré, dans notre cas ;  $Q_{\text{conc}} = Q_{\text{indu}}$

**V.1.c) Débit aux nœuds:**

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

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

- $Q_{ni}$  : est le débit au nœud dans telle nœud ni.
- $\sum Q_{\text{conc}}$  : est la somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

**Tableau V.1 : Détermination des débits de calcul.**

HEURE DE POINTE	$Q_{\text{conc}}$	102,46(m <sup>3</sup> /h)	28,461(l/s)
	$Q_{\text{conc}}$	11,11 (m <sup>3</sup> /h)	3,086(l/s)
	$Q_{\text{route}}$	91,35 (m <sup>3</sup> /h)	25,375(l/s)
	$\sum L_i$ (m)	13471,86	
	$Q_{\text{spc}}$ (l/s/m)	0,00188	

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de point

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
1	1—2	77,02	0,00188	0,0725	0	0,180
	1--48	114,5	0,00188	0,1078		
2	2—1	77,02	0,00188	0,0725		0,462
	2—3	370,28	0,00188	0,3487		
	2--61	43,31	0,00188	0,0408		
3	3—2	370,28	0,00188	0,3487		0,993
	3—4	466,98	0,00188	0,4398		
	3--26	217,33	0,00188	0,2047		
4	4—3	466,98	0,00188	0,4398		0,854
	4—5	237,85	0,00188	0,2240		
	4--25	202,42	0,00188	0,1906		
5	5—4	237,85	0,00188	0,2240		0,822
	5—6	63,24	0,00188	0,0596		
	5--63	572,04	0,00188	0,5388		
6	6—5	63,24	0,00188	0,0596		0,438
	6—7	119,57	0,00188	0,1126		
	6—8	282,44	0,00188	0,2660		
7	7—6	119,57	0,00188	0,1126		0,113
8	8—6	282,44	0,00188	0,2660	0,946	
	8—9	74,17	0,00188	0,0699		
	8--10	413,65	0,00188	0,3896		
	8--24	233,89	0,00188	0,2203		
9	9—8	74,17	0,00188	0,0699	0,070	
10	10--8	413,65	0,00188	0,3896	0,870	
	10--11	352,4	0,00188	0,3319		
	10--14	157,35	0,00188	0,1482		
11	11--10	352,4	0,00188	0,3319	0,860	
	11--70	351,25	0,00188	0,3308		
	11—13	209,88	0,00188	0,1977		
70	70--11	351,25	0,00188	0,3308	0	0,529

	70--12	210,41	0,00188	0,1982	
12	12--70	210,41	0,00188	0,1982	0,198
13	13--11	209,88	0,00188	0,1977	0,198
14	14--71	775,84	0,00188	0,7307	0,879
	14--10	157,35	0,00188	0,1482	
15	15--16	95,06	0,00188	0,0895	0,090
16	16--15	95,06	0,00188	0,0895	0,416
	16-17	156,89	0,00188	0,1478	
	16-20	189,37	0,00188	0,1784	
17	17-16	156,89	0,00188	0,1478	0,409
	17-18	86,43	0,00188	0,0814	
	17-66	191,31	0,00188	0,1802	
18	18-17	86,43	0,00188	0,0814	0,359
	18-19	12,81	0,00188	0,0121	
	18-65	282,29	0,00188	0,2659	
19	19-18	12,81	0,00188	0,0121	0,242
	19-20	24,8	0,00188	0,0234	
	19-22	218,84	0,00188	0,2061	
20	20-16	189,37	0,00188	0,1784	0,361
	20-19	24,8	0,00188	0,0234	
	20-21	169,08	0,00188	0,1592	
21	21-20	169,08	0,00188	0,1592	0,159
22	22-19	218,84	0,00188	0,2061	0,455
	22-23	264,18	0,00188	0,2488	
23	23-22	264,18	0,00188	0,2488	0,418
	23-67	56,99	0,00188	0,0537	
	23-25	122,58	0,00188	0,1155	
24	24--8	233,89	0,00188	0,2203	0,507
	24-67	39,65	0,00188	0,0373	
	24-69	264,46	0,00188	0,2491	
25	25--4	202,42	0,00188	0,1906	0,306
	25-23	122,58	0,00188	0,1155	
26	26--3	217,33	0,00188	0,2047	0,438

	26-27	247,57	0,00188	0,2332		
27	27-26	247,57	0,00188	0,2332	1,543	1,9441
	27-28	52,14	0,00188	0,0491		
28	28-27	52,14	0,00188	0,0491		
	28-29	269,57	0,00188	0,2539		
	28-30	285,42	0,00188	0,2688		
29	29-28	269,57	0,00188	0,2539		0,254
30	30-28	285,42	0,00188	0,2688	0	0,348
	30-31	425,9	0,00188	0,4011		
	30-32	176,01	0,00188	0,1658		
31	31-30	425,9	0,00188	0,4011		0,225
32	32-30	176,01	0,00188	0,1658	0	0,577
	32-33	218,78	0,00188	0,2061		
33	33-32	218,78	0,00188	0,2061		
	33-35	199,25	0,00188	0,1877		
	33-34	239,2	0,00188	0,2253		
34	34-33	239,2	0,00188	0,2253		0,281
35	35-33	199,25	0,00188	0,1877	0	0,440
	35-36	369,39	0,00188	0,3479		
	35-37	44,01	0,00188	0,0415		
36	36-35	369,39	0,00188	0,3479		0,155
37	37-35	44,01	0,00188	0,0415	0	0,107
	37-38	165,1	0,00188	0,1555		
	37-39	88,85	0,00188	0,0837		
38	38-37	165,1	0,00188	0,1555		0,249
39	39-37	88,85	0,00188	0,0837	0	0,495
	39-41	113,12	0,00188	0,1065		
	39-40	264,68	0,00188	0,2493		
40	40-39	264,68	0,00188	0,2493		0,1218
41	41-39	113,12	0,00188	0,1065		0,1218
42	42-43	129,31	0,00188	0,1218	<b>1,543</b>	1,665
43	43-42	129,31	0,00188	0,1218	0	0,2103
	43-44	223,32	0,00188	0,2103		

	43-45	173,42	0,00188	0,1633	
44	44-43	223,36	0,00188	0,2104	0,210
45	45-43	173,42	0,00188	0,1633	0,501
	45-46	183,73	0,00188	0,1730	
	45-47	175,13	0,00188	0,1649	
46	46-45	183,73	0,00188	0,1730	0,173
47	45-47	175,13	0,00188	0,1649	0,247
	47-48	46,97	0,00188	0,0442	
	47-50	40,6	0,00188	0,0382	
48	48-47	46,97	0,00188	0,0442	0,221
	48-49	73	0,00188	0,0688	
	48--1	114,5	0,00188	0,1078	
49	49-48	73	0,00188	0,0688	0,069
50	50-47	40,6	0,00188	0,0382	0,311
	50-51	88,88	0,00188	0,0837	
	50-59	200,73	0,00188	0,1891	
51	51-50	88,88	0,00188	0,0837	0,250
	51-52	94,99	0,00188	0,0895	
	52-53	81,15	0,00188	0,0764	
52	52-51	94,99	0,00188	0,0895	0,089
			0,00188	0,0000	
53	53-52	81,15	0,00188	0,0764	0,110
	53-57	36,04	0,00188	0,0339	
54	54-57	29,77	0,00188	0,0280	0,028
55	55-58	31,91	0,00188	0,0301	0,030
56	56-58	70,73	0,00188	0,0666	0,067
57	57-54	29,77	0,00188	0,0280	0,087
	57-58	27,07	0,00188	0,0255	
	57-53	36,04	0,00188	0,0339	
58	58-55	31,91	0,00188	0,0301	0,122
	58-56	70,37	0,00188	0,0663	
	58-57	27,07	0,00188	0,0255	

0

59	59-50	200,73	0,00188	0,1891	0,267	
	59-60	82,75	0,00188	0,0779		
60	60-59	82,75	0,00188	0,0779	0,078	
61	61--2	43,31	0,00188	0,0408	0,740	
	61-62	562,69	0,00188	0,5300		
	61-64	180,15	0,00188	0,1697		
62	62-61	562,69	0,00188	0,5300	0,530	
63	63--5	572,04	0,00188	0,5388	0,539	
64	64-61	180,15	0,00188	0,1697	0,170	
65	65-18	282,29	0,00188	0,2659	0,266	
66	66-17	191,31	0,00188	0,1802	0,180	
67	67-23	56,99	0,00188	0,0537	0,148	
	67-24	39,65	0,00188	0,0373		
	67-68	60,29	0,00188	0,0568		
68	68-67	60,29	0,00188	0,0568	0,057	
69	69-24	264,46	0,00188	0,2491	0,249	
71	71--14	775,84	0,00188	0,7307	0,731	
				<b>25,377.l/s</b>	<b>3,086.l/s</b>	<b>28,463.l/s</b>

## V.2) Calcul hydraulique du réseau:

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de HARDY CROSS effectuée par le logiciel de simulation WATER CAD logiciel le plus utilisé au USA établi par la firme HAESTAD méthodes et qui fonctionne sous environnement Auto-CAD, tout qui concerne ce logiciel est détaillé dans le chapitre n°4.

**V.2.1) Pour les nœuds :** Les résultats de calcul pour les nœuds : sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3:** les résultats des pressions nodales du réseau actuel.

nœuds	Elevation (m)	Demand (L/s)	la charge hydraulique (m)	pression (m)
J-1	124,68	0,18	132,84	8,1
J-2	125,06	0,46	130,47	5,4

nœuds	Elevation (m)	Demand (L/s)	la charge hydraulique (m)	pression (m)
J-3	118,96	0,99	129,49	10,5
J-4	115,39	0,85	128,1	12,7
J-5	115,27	0,82	126,84	11,5
J-6	114,33	0,44	126,69	12,3
J-7	113,93	0,11	126,69	12,7
J-8	110,51	0,95	126,28	15,7
J-9	109,85	0,07	126,28	16,4
J-10	104,48	0,87	124,2	19,7
J-11	104,02	0,86	123,73	19,7
J-12	101,58	0,2	123,4	21,8
J-13	106,22	0,2	123,73	17,5
J-14	102,79	0,88	124,03	21,2
J-15	101,6	0,09	126,93	25,3
J-16	102,44	0,42	126,93	24,4
J-17	103,58	0,41	126,94	23,3
J-18	104,46	0,36	126,97	22,5
J-19	104,54	0,24	126,99	22,4
J-20	104,21	0,36	126,98	22,7
J-21	103,36	0,16	126,98	23,6
J-22	107,58	0,45	127,51	19,9
J-23	111,03	0,42	127,69	16,6
J-24	110,52	0,51	127,05	16,5
J-25	112,28	0,31	127,84	15,5
J-26	115,29	0,44	129,29	14
J-27	111,21	0,28	129,03	17,8
J-28	110,98	0,57	128,18	17,2
J-29	110,36	0,25	128,18	17,8
J-30	107,65	0,84	127,43	19,7
J-31	105,63	1,94	126,78	21,1

nœuds	Elevation (m)	Demand (L/s)	la charge hydraulique (m)	pression (m)
J-33	103,09	0,62	124,86	21,7
J-34	100,84	0,23	124,86	24
J-32	105,32	0,37	126,68	21,3
J-35	103,91	0,58	124,49	20,5
J-36	100,12	0,35	124,47	24,3
J-37	104,02	0,28	124,33	20,3
J-38	102,56	0,16	124,33	21,7
J-39	104,49	0,44	124,3	19,8
J-40	101,52	0,25	124,29	22,7
J-41	102,97	0,11	124,3	21,3
J-42	120,18	0,12	128,64	8,4
J-43	119,76	2,04	128,65	8,9
J-44	116,09	0,21	128,62	12,5
J-45	122,05	0,5	130,83	8,8
J-46	122,91	0,17	130,83	7,9
J-47	125,06	0,25	131,45	6,4
J-48	124,62	0,22	131,82	7,2
J-49	123,73	0,07	131,82	8,1
J-50	125,79	0,31	131,41	5,6
J-51	125,26	0,25	131,39	6,1
J-52	124,7	0,09	131,39	6,7
J-53	126,67	0,11	131,38	4,7
J-54	126,15	0,03	131,34	5,2
J-55	130,02	0,03	131,34	1,3
J-56	125,36	0,07	131,34	6
J-57	126,89	0,09	131,34	4,4
J-58	127,06	0,12	131,34	4,3
J-59	127,54	0,27	131,19	3,6
J-60	126,36	0,08	131,19	4,8

nœuds	Elevation (m)	Demand (L/s)	la charge hydraulique (m)	pression (m)
J-61	126,08	0,74	129,81	3,7
J-62	122,83	0,53	129,73	6,9
J-63	123,72	0,54	126,75	3
J-64	128,58	0,17	129,8	1,2
J-65	105,24	0,27	122,37	17,1
J-66	101,77	0,18	126,94	25,1
J-67	110,57	0,15	127,3	16,7
J-68	109,95	0,06	127,3	17,3
J-69	106,47	0,25	127,04	20,5
J-70	103,46	0,53	123,65	20,1
J-71	102,11	0,73	123,88	21,7

:

## V.2.2) Les tronçons : Les résultats de calcul des tronçons.

Tableau V.4: les résultats des vitesses du réseau actuel

Tronçon	Nœud de départ	Nœud de d'arrive	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Hazen-williams c	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	La charge amont (m)	La charge aval (m)	Perte de charge (m)
P-1	J-1	J-2	77,02	125	PVC	130	23,26	1,9	132,84	130,47	2,36
P-2	J-2	J-3	370,28	200	amiante ciment	130	21,36	0,68	130,47	129,49	0,98
P-3	J-3	J-4	466,98	160	amiante ciment	130	12,67	0,63	129,49	128,1	1,4
P-4	J-4	J-5	237,85	90	PVC	130	3,8	0,6	128,1	126,84	1,26
P-5	J-5	J-6	63,24	90	PVC	130	2,44	0,38	126,84	126,69	0,15
P-7	J-6	J-8	282,44	90	Acier Galvanise	130	1,88	0,3	126,69	126,28	0,41
P-8	J-8	J-9	74,17	50	PVC	130	0,07	0,04	126,28	126,28	0
P-10	J-10	J-11	352,4	90	PVC	130	1,79	0,28	124,2	123,73	0,46
P-12	J-11	J-13	209,88	90	PVC	130	0,2	0,03	123,73	123,73	0
P-13	J-10	J-14	157,35	90	PVC	130	1,61	0,25	124,2	124,03	0,17
P-14	J-15	J-16	95,06	90	PVC	130	-0,09	0,01	126,93	126,93	0
P-15	J-16	J-17	156,89	90	PVC	130	-0,34	0,05	126,93	126,94	0,01
P-16	J-17	J-18	86,43	90	PVC	130	-0,93	0,15	126,94	126,97	0,03
P-17	J-18	J-19	12,81	90	PVC	130	-1,56	0,24	126,97	126,99	0,01
P-18	J-19	J-20	24,8	90	PVC	130	0,68	0,11	126,99	126,98	0,01

P-19	J-20	J-21	169,08	90	PVC	130	0,16	0,03	126,98	126,98	0
P-20	J-20	J-16	189,37	50	PVC	130	0,16	0,08	126,98	126,93	0,05
P-21	J-19	J-22	218,84	90	amiante ciment	130	-2,48	0,39	126,99	127,51	0,53
P-22	J-22	J-23	264,18	125	amante ciment	130	-2,94	0,24	127,51	127,69	0,18
P-24	J-23	J-25	122,58	160	amiante ciment	130	-7,71	0,38	127,69	127,84	0,15
P-25	J-25	J-4	202,42	160	amiante ciment	130	-8,02	0,4	127,84	128,1	0,26
P-26	J-26	J-27	247,57	160	PVC	130	7,26	0,36	129,29	129,03	0,26
P-27	J-27	J-28	52,14	90	PVC	130	6,98	1,1	129,03	128,18	0,85
P-28	J-28	J-29	269,57	160	PVC	130	0,25	0,01	128,18	128,18	0
P-29	J-28	J-30	285,42	125	Acier Galvanise	130	6,15	0,5	128,18	127,43	0,75
P-30	J-30	J-31	425,9	90	PVC	130	1,94	0,31	127,43	126,78	0,65
P-33	J-33	J-34	239,2	90	Galvanized iron	130	0,23	0,04	124,86	124,86	0,01
P-34	J-6	J-7	119,57	90	PVC	130	0,11	0,02	126,69	126,69	0
P-38	J-32	J-30	176,01	90	PVC	130	-3,37	0,53	126,68	127,43	0,75
P-40	J-32	J-33	218,78	75	PVC	130	3	0,68	126,68	124,86	1,82
P-41	J-35	J-37	44,01	63	PVC	130	1,23	0,4	124,49	124,33	0,16
P-42	J-37	J-39	88,85	90	PVC	130	0,8	0,13	124,33	124,3	0,03
P-43	J-39	J-41	113,12	90	PVC	130	0,11	0,02	124,3	124,3	0
P-44	J-33	J-35	199,25	90	PVC	130	2,16	0,34	124,86	124,49	0,37
P-45	J-35	J-36	369,39	90	PVC	130	0,35	0,05	124,49	124,47	0,02
P-46	J-38	J-37	165,1	90	PVC	130	-0,16	0,02	124,33	124,33	0

P-47	J-40	J-39	264,68	90	PVC	130	-0,25	0,04	124,29	124,3	0,01
P-48	J-42	J-43	129,31	63	PVC	130	-0,12	0,04	128,64	128,65	0,01
P-49	J-43	J-44	223,36	63	PVC	130	0,21	0,07	128,65	128,62	0,03
P-50	J-43	J-45	173,42	63	PVC	130	-2,37	0,76	128,65	130,83	2,18
P-51	J-45	J-46	183,73	90	PVC	130	0,17	0,03	130,83	130,83	0
P-52	J-45	J-47	175,13	90	PVC	130	-3,04	0,48	130,83	131,45	0,62
P-53	J-47	J-48	46,97	90	PVC	130	-4,73	0,74	131,45	131,82	0,37
P-54	J-48	J-49	73	90	PVC	130	0,07	0,01	131,82	131,82	0
P-55	J-48	J-1	114,5	90	PVC	130	-5,02	0,79	131,82	132,84	1,02
P-56	J-47	J-50	40,6	90	PVC	130	1,44	0,23	131,45	131,41	0,04
P-57	J-50	J-51	88,88	90	HDPE	130	0,78	0,12	131,41	131,39	0,03
P-58	J-51	J-52	94,99	110	HDPE	130	0,09	0,01	131,39	131,39	0
P-59	J-51	J-53	81,15	90	HDPE	130	0,44	0,07	131,39	131,38	0,01
P-61	J-54	J-57	29,77	75	HDPE	130	-0,03	0,01	131,34	131,34	0
P-62	J-57	J-53	36,04	50	HDPE	130	-0,33	0,17	131,34	131,38	0,04
P-63	J-57	J-58	27,07	75	HDPE	130	0,22	0,05	131,34	131,34	0
P-64	J-58	J-56	70,37	50	HDPE	130	0,07	0,03	131,34	131,34	0
P-65	J-58	J-55	31,91	63	HDPE	130	0,03	0,01	131,34	131,34	0
P-66	J-50	J-59	200,73	50	PVC	130	0,34	0,18	131,41	131,19	0,22
P-67	J-59	J-60	82,75	50	HDPE	130	0,08	0,04	131,19	131,19	0,01
P-68	J-2	J-61	43,31	50	PVC	130	1,44	0,73	130,47	129,81	0,67

P-70	J-61	J-62	562,69	90	Acier Galvanise	130	0,53	0,08	129,81	129,73	0,08
P-71	J-63	J-5	572,04	90	Acier Galvanise	130	-0,54	0,08	126,75	126,84	0,08
P-73	J-61	J-64	180,15	90	PEHD	130	0,17	0,03	129,81	129,8	0
P-74	J-65	J-18	282,29	26	Acier Galvanise	130	-0,27	0,5	122,37	126,97	4,6
P-76	J-66	J-17	191,31	90	PVC	130	-0,18	0,03	126,94	126,94	0
P-77	J-23	J-67	56,99	90	PVC	130	4,36	0,68	127,69	127,3	0,39
P-78	J-67	J-24	39,65	90	PVC	130	4,15	0,65	127,3	127,05	0,25
P-79	J-68	J-67	60,29	90	HDPE	130	-0,06	0,01	127,3	127,3	0
P-80	J-69	J-24	264,46	90	HDPE	130	-0,25	0,04	127,04	127,05	0,01
P-84	J-11	J-70	351,25	90	PVC	130	0,73	0,11	123,73	123,65	0,09
P-85	J-70	J-12	210,41	40	PVC	130	0,2	0,16	123,65	123,4	0,24
P-87	J-24	J-8	233,89	90	PVC	150	3,4	0,53	127,05	126,28	0,77
P-88	J-26	J-3	217,33	160	PVC	150	-7,7	0,38	129,29	129,49	0,2
P-94	J-8	J-10	413,65	90	Acier Galvanise	150	4,26	0,67	126,28	124,2	2,08
P-95	J-14	J-71	775,84	90	PVC	150	0,73	0,11	124,03	123,88	0,15
P-100	T-2	J-1	517,29	125	PVC	130	28,46	2,32	155,9	132,84	23,06

**V.2.3) Capacité de Stockage :****❖ Définition :**

Un château d'eau est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

**❖ Méthode de calcul :**

La production est le plus souvent dimensionnée et prévue pour un temps journalier de fonctionnement généralement compris entre 20 et 24 heures. Le volume du réservoir correspond à la consommation journalière totale de pointe du réseau.

Pour le calcul de la capacité du réservoir on adapte la Méthode analytique, dans la quelle on représente la consommation horaire en pourcentage et les débits horaires des pompes en pourcentage et à partir de ces deux régimes (apport et distribution) on détermine le résidu dans le réservoir. La capacité du réservoir est calculée par la formule :

$$V_r = a\% * Q_{\max}^j + V_{inc}$$

- $a\%$  : résidu maximum en %.
- $Q_{\max}^j$  : est le débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).
- $V_{inc}$  : est la réserve d'incendie.

La capacité de stockage pour le l'agglomération de Ben Salah selon la répartition de la consommation qui s'adapte à ce type d'agglomération est représentée dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Détermination de la capacité de réservoir

heure	distribution %	production %	stockage %	déstockage (-) %	capacité %
0-1	1,5	4,17	2,67		9,33
1-2	1,5	4,17	2,67		12,00
2-3	1	4,17	3,17		15,17
3-4	1,5	4,17	2,67		17,83
4-5	2,5	4,17	1,67		19,50
5-6	3,5	4,17	0,67		<b>20,17</b>
6-7	4,5	4,17		0,33	19,83
7-8	5,5	4,17		1,33	18,50
8-9	6,25	4,17		2,08	16,42
9-10	6,25	4,17		2,08	14,33
10-11	6,25	4,17		2,08	12,25
11-12	6,25	4,17		2,08	10,17
12-13	5	4,17		0,83	9,33
13-14	5	4,17		0,83	8,50
14-15	5,5	4,17		1,33	7,17
15-16	6	4,17		1,83	5,33
16-17	6	4,17		1,83	3,50
17-18	5,5	4,17		1,33	2,17
18-19	5	4,17		0,83	1,33
19-20	5,5	4,17		1,33	0,00
20-21	4	4,17	0,17		0,17
21-22	3	4,17	1,17		1,33
22-23	2	4,17	2,17		3,50
23-24	1	4,17	3,17		6,67
<b>somme</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

**Tableau V.6:** calcul du volume manque

horizons	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	a%	V <sub>inc</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>r</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>manque</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>normalise</sub> (m <sup>3</sup> )
2010	1405	0,2017	120	403,39	0	0
2020	2178			559,30	59.3	100
2030	3005			726,11	226.3	300
2040	3840			894,53	394.53	500

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons fait une simulation de réseau a l'état actuelle, les remarques et les recommandations seront étudié dans le chapitre suivant (chapitre n°06 ; Aménagement, Renouvellement, Et Recommandations)

# Chapitre VI

## Aménagement, Renouvellement et Recommandation

**Introduction :**

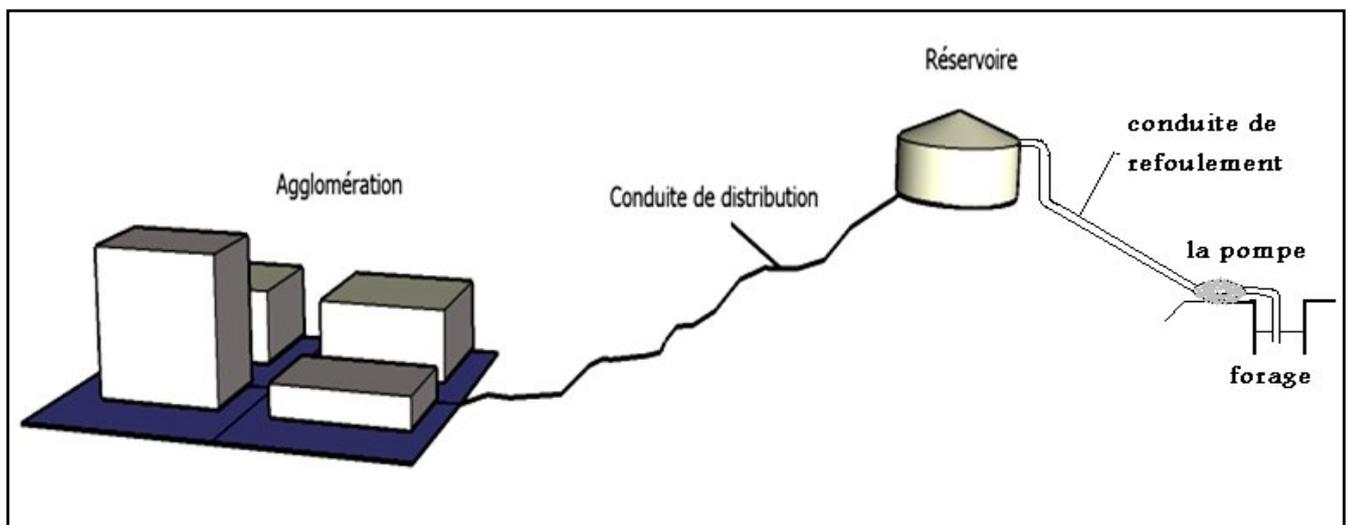
À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans une canalisation sur laquelle des branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

Après avoir présenté les problèmes faisant obstacle à l'alimentation en eau potable de la ville de Ben-Salah, il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution qui consistent à la réhabilitation du système d'alimentation.

**VII.1) System d'alimentation :**

La ville de Ben-Salah est contient un system d'alimentation en eau potable de « réservoir de tête », les pompes refoulent vers le réservoir, qui alimente gravitaire l'agglomération.



**Figure VII.1:** Profil d'un système à « réservoir de tête »

**VII.2) Les types de réseaux:** On distingue trois types de réseaux :

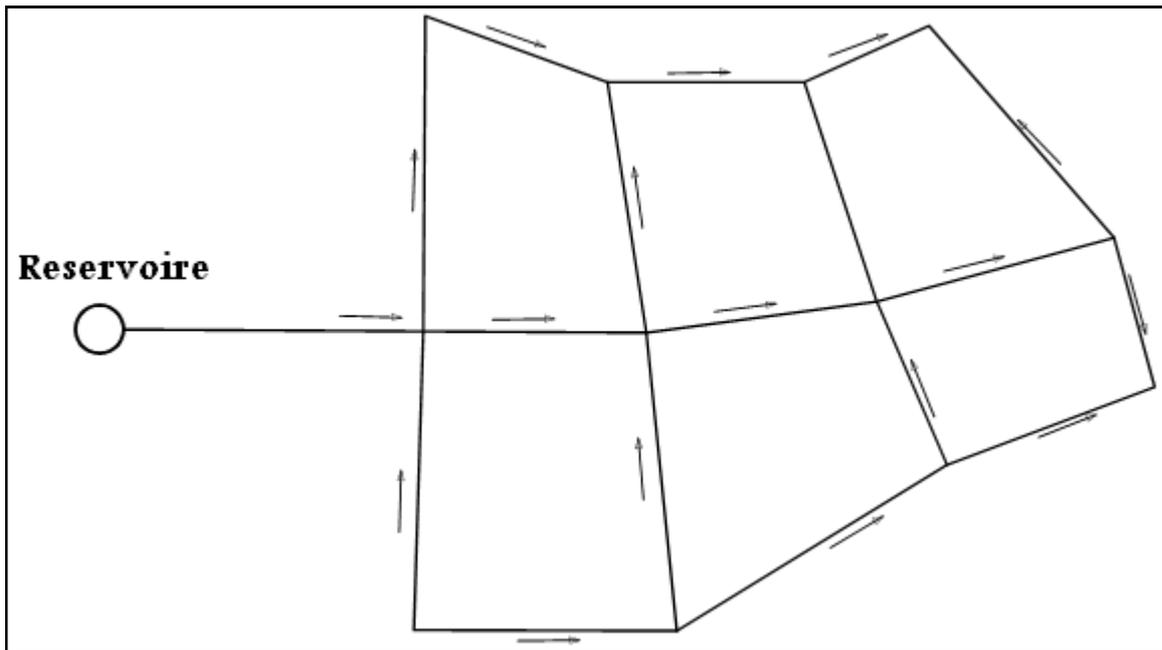
- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.

➤ **Les réseaux maillés :**

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

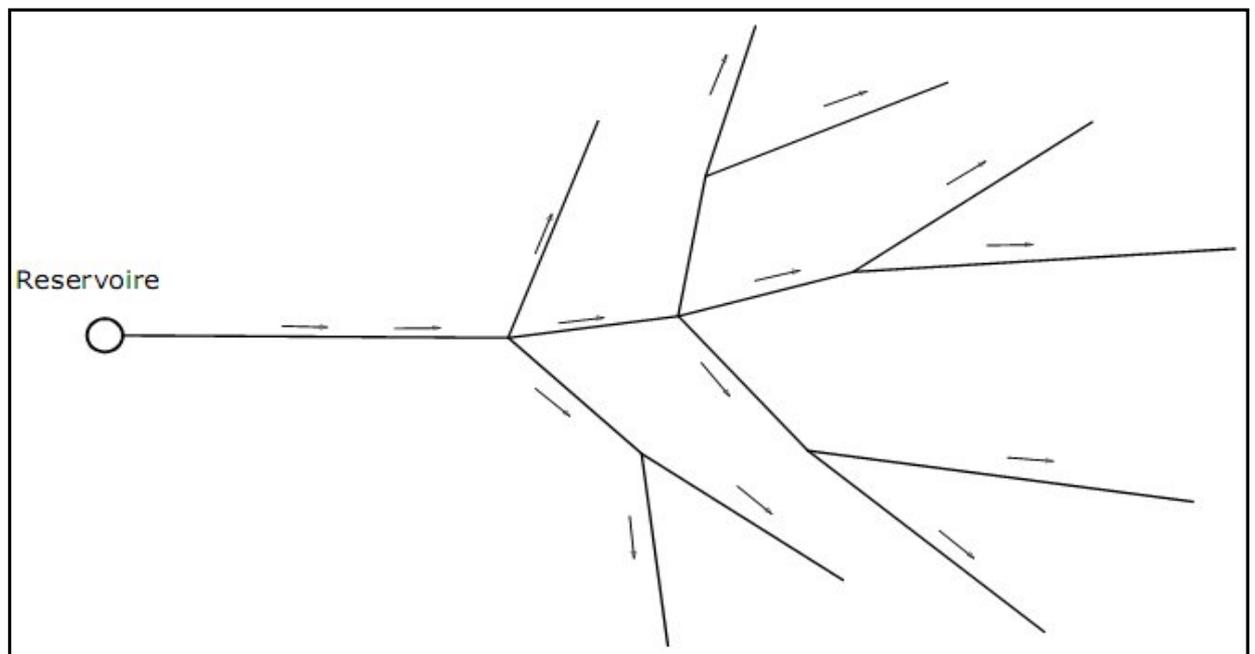
Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.



**Figure VII.2 :** schéma représentatif d'un réseau maille.

➤ **Réseaux ramifié :**

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie avale sera privée d'eau.

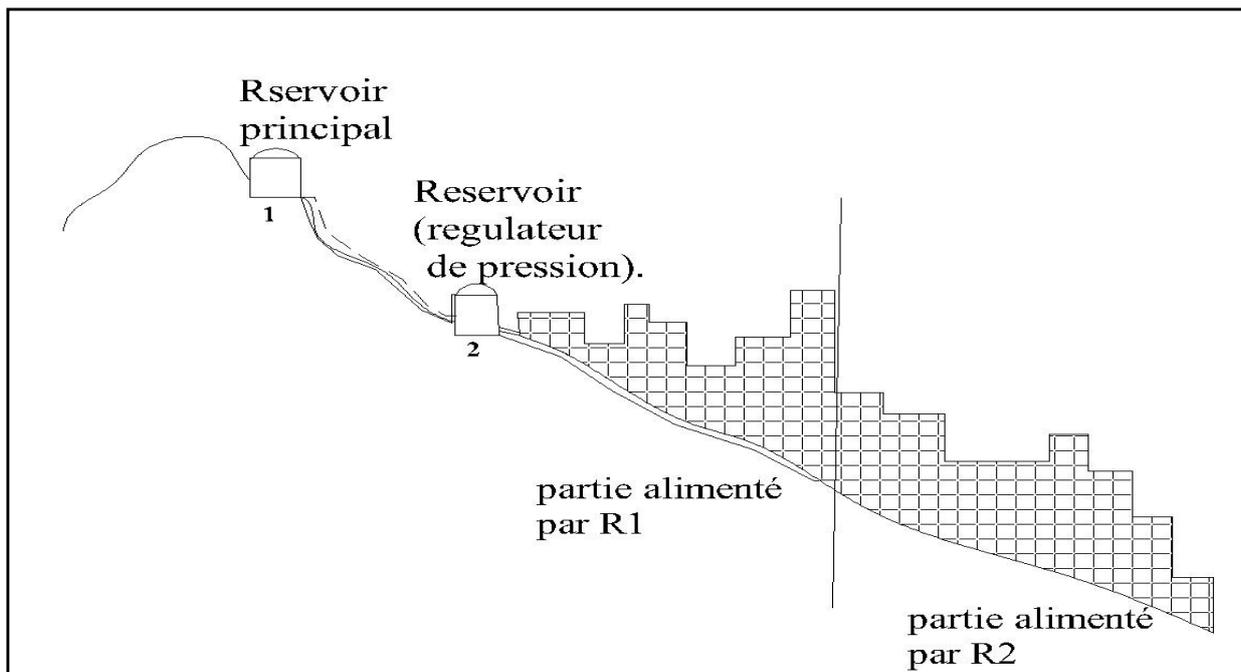


**Figure VII.3 :** schéma représentatif d'un réseau ramifié.

### ➤ Réseaux étagés :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimente par le premier, régularisé la pression dans le réseau.



**Figure VII.4 :** schéma représentatif d'un réseau étagé.

#### ❖ Remarque :

Pour une meilleure distribution, puisque on ai pas une forte dénivellation on adopte le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour.
- Isoler le tronçon accidenté (on cas ou on a une panne) par un simple manœuvre robinet

### VII.3) Conception d'un réseau :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

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

**VII.4) Principe de tracé d'un réseau maillé : [1]**

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter, alors Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

**VII.5) Choix du type de matériaux : [2]**

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

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

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en « PEHD ».

**VII.6) Calcul hydraulique du réseau maillé:**

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
- Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

**VII.7) Graphique de consommation a l'horizon 2040 :**

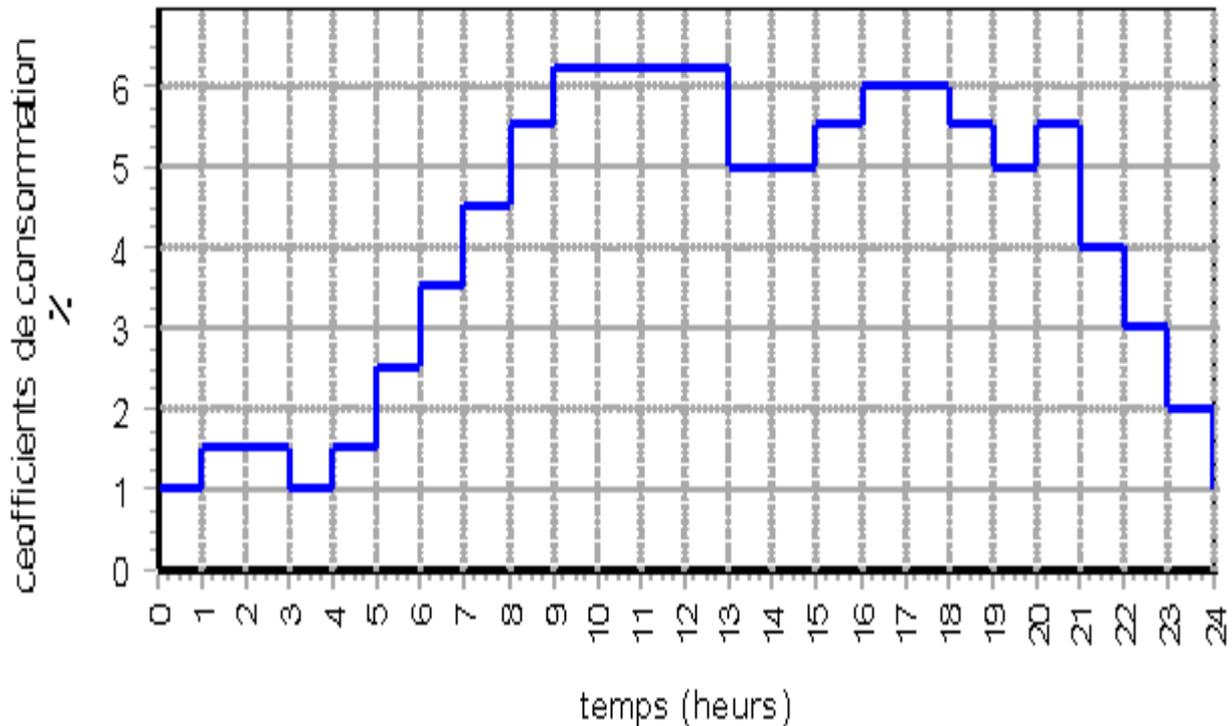
A l'horizon 2040 la ville de ben-Salah contiendra une agglomération d'environ « 15747.hab », alors en prend les coefficients de consommation de l'habitation qui correspond l'intervalle (10.000,00—15.000,00) hab., on utilise le tableau suivant pour détermine la répartition horaires correspondante du coefficient maximal journalière:

Tableau n° VII.1: Répartition du débit maximum journalier

Heure	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	<b>10000 à 50000</b>	50000 à 100000	Plus de 100000	Agglomération rurale
0-1	1	<b>1.5</b>	3	3.35	0.75
1-2	1	<b>1.5</b>	3.2	3.25	0.75
2-3	1	<b>1.0</b>	2.5	3.3	1
3-4	1	<b>1.5</b>	2.6	3.2	1
4-5	2	<b>2.5</b>	3.5	3.25	3
5-6	3	<b>3.5</b>	4.1	3.4	5.5
6-7	5	<b>4.5</b>	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	<b>5.5</b>	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	<b>6.25</b>	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	<b>6.25</b>	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	<b>6.25</b>	4.8	4.85	6
11-12	5.5	<b>6.25</b>	4.7	4.60	8.5
12-13	7	<b>5</b>	4.4	4.60	8.5
13-14	7	<b>5</b>	4.1	4.55	6
14-15	5.5	<b>5.5</b>	4.2	4.75	5
15-16	4.5	<b>6</b>	4.4	4.70	5
16-17	5	<b>6</b>	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	<b>5.5</b>	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	<b>5</b>	4.5	4.40	6
19-20	5	<b>5.5</b>	4.5	4.30	6
20-21	4.5	<b>4</b>	4.5	4.30	6
21-22	3	<b>3</b>	4.8	3.75	3
22-23	2	<b>2</b>	4.6	3.75	2
23-24	1	<b>1</b>	3.3	3.70	1

**Figure n° VII.5 :** Diagramme de la consommation totale de l'horizon 2040.

Graphe de consommation de la ville "Ben-Salah" a l'horizon 2040



#### ❖ Récapitulatif :

D'après le chapitre n°03 ou on a calculé les débits maximums journalières pour les horizons qu'ont été proposés, alors que celui de 2040 est le maximum entre eux on l'utilisé pour le dimensionnement du réseau final

**Tableau n° VII.2:** Débit maximum journalier de différents horizons

horizon	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j) 2020	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j) 2030	Population 2040	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j) 2040
Ben Salah	2178,00	3005,00	15747	3840,00

#### VII.8) Détermination des débits :

Avant de procéder au dimensionnement et au calcul hydraulique de notre réseau, nous devons déterminer les débits correspondants aux deux cas de calcul que l'on rencontre dans le cas d'un réservoir de tête, soient :

- a- Cas de pointe
- b- Cas de pointe + incendie

**VII.9) Détermination du débit de pointe :****➤ Débit spécifique**

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

$$Q_{spi} = \frac{Q_{pte}}{\sum l_i}$$

- $Q_{pte}$  : Débit de pointe.
- $\sum l_i$  : Somme des longueurs du réseau de distribution.

**➤ Débit en route :**

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

$$Q_r = Q_{cons} - Q_{conc}(L/S).$$

- $Q_r$  : débit en route.
- $Q_{cons}$  : débit de consommation total.
- $Q_{conc}$  : débit concentré

**➤ Débit aux nœuds :**

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

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

- $Q_{ni}$  : est le débit au nœud.
- $\sum Q_{conc}$  : est la somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

**VII.10) Les cas de dimensionnement :****➤ Cas de pointe**

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 9 heures et 12 heures, ou le coefficient de consommation est **0,0625**, Le tableau suivant nous résume les débits calculés pour le cas de pointe :

**Tableau n° VII.3: Détermination des débits de calcul.**

HEURE DE POINTE	$Q_{\max,j}$ (agglomération)	3740 (m <sup>3</sup> /j)		
	Coefficient de consommation de pointe	0,0625		
	$Q_{\text{conc}}$	$Q_{\text{industrie}} = 11,11$ m <sup>3</sup> /h	3,086	l/s
		$Q_{\text{incendie}} = 60$ m <sup>3</sup> /h	17	l/s
	$Q_{\text{route}}$	233,75 m <sup>3</sup> /h	64,93	l/s
	$\sum L_i$ (m)	16838,09		
$Q_{\text{spc}}$ (l/s/m)	<b>0,00386</b>			

**a) Les résultats des débits nodaux :**

Les données précédentes nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon, pour déterminer les débits nodaux de tous les nœuds du réseau, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau n° VII.4 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).**

N°	tronçon	longueures	q spécifique	Qr (l/s)	Qcc (l/s)	0,5Qr	Qn (l/s)
1	1--9	114.94	0.00386	0.443	0	0.222	0.61
	1--2	203.44	0.00386	0.784		0.392	
2	2--1	203.44	0.00386	0.784		0.392	1.13
	2--3	209.03	0.00386	0.806		0.403	
	2--6	174.24	0.00386	0.672		0.336	
3	3--2	209.03	0.00386	0.806		0.403	0.96
	3--4	290.05	0.00386	1.118		0.559	
4	4--3	290.05	0.00386	1.118		0.559	2.15
	4--5	258.51	0.00386	0.997		0.498	
	4--28	564.48	0.00386	2.177		1.088	
5	5--4	258.51	0.00386	0.997		0.498	1.10
	5--6	108.42	0.00386	0.418		0.209	
	5--17	205.08	0.00386	0.791		0.395	
6	6--2	174.24	0.00386	0.672		0.336	0.94
	6--5	108.42	0.00386	0.418		0.209	
	6--8	206.67	0.00386	0.797		0.398	
8	8--6	206.67	0.00386	0.797	0.398	0.72	
	8--9	52.51	0.00386	0.202	0.101		
	8--17	114.41	0.00386	0.441	0.221		
9	9--1	114.94	0.00386	0.443	0.222	0.72	
	9--8	52.51	0.00386	0.202	0.101		
	9--10	208.4	0.00386	0.804	0.402		

Suite du Tableau n° VII.4 :

N °	troncon	longueures	q specifiq	Qr (l/s)	Qcc (l/s)	0,5Qr	Qn (l/s)	
10	10--9	208.4	0.00386	0.804	0	0.402	0.88	
	10--11	224.61	0.00386	0.866		0.433		
	10--13	22.42	0.00386	0.086		0.043		
11	11--10	224.61	0.00386	0.866		0.433	0.43	
13	13--10	22.42	0.00386	0.086		0.043	0.47	
	13--14	175.16	0.00386	0.675		0.338		
	13--15	45.24	0.00386	0.174		0.087		
14	14--13	175.16	0.00386	0.675		0.338	0.34	
15	15--13	45.24	0.00386	0.174		0.087	0.31	
	15--16	116.19	0.00386	0.448		0.224		
16	16--15	116.19	0.00386	0.448		0.224	0.22	
17	17--5	205.08	0.00386	0.791		0	0.395	0.75
	17--8	114.41	0.00386	0.441			0.221	
	17--18	70.55	0.00386	0.272	0.136			
18	18--17	70.55	0.00386	0.272	0.136		0.88	
	18--19	219.91	0.00386	0.848	0.424			
	18--20	167.18	0.00386	0.645	0.322			
19	19--18	219.91	0.00386	0.848	0.424		0.42	
20	20--18	167.18	0.00386	0.645	0.322		0.88	
	20--21	231.02	0.00386	0.891	0.445			
	20--22	60.63	0.00386	0.234	0.117			
21	21--20	231.02	0.00386	0.891	1.543		0.445	1.99
22	22--20	60.63	0.00386	0.234	0		0.117	1.25
	22--23	117.8	0.00386	0.454			0.227	
	22--26	468.89	0.00386	1.808		0.904		
23	23--22	117.8	0.00386	0.454		0.227	0.81	
	23--24	236.19	0.00386	0.911		0.455		
	23--25	64.91	0.00386	0.250		0.125		
24	24--23	236.19	0.00386	0.911		0.455	0.46	
25	25--23	64.91	0.00386	0.250		0	0.125	0.95
	25--26	299.86	0.00386	1.156			0.578	
	25--30	128.55	0.00386	0.496			0.248	
26	26--25	299.86	0.00386	1.156			0.578	1.60
	26--22	468.89	0.00386	1.808			0.904	
	26--27	59.9	0.00386	0.231			0.115	
27	27--26	59.9	0.00386	0.231	0		0.115	0.75
	27--28	247.57	0.00386	0.955			0.477	
	27--29	83.62	0.00386	0.322			0.161	

Suite du Tableau n° VII.4 :

N ° nœud	troncon	longueures	q specifiq	Qr (l/s)	Qcc (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)
28	28--4	564.48	0.00386	2.177	0	1.088	2.11
	28--27	247.57	0.00386	0.955		0.477	
	28--38	282.88	0.00386	1.091		0.545	
29	29--27	83.62	0.00386	0.322		0.161	0.96
	29--30	307.64	0.00386	1.186		0.593	
	29--33	107.91	0.00386	0.416		0.208	
30	30--29	307.64	0.00386	1.186		0.593	0.97
	30--25	128.55	0.00386	0.496		0.248	
	30--31	68.3	0.00386	0.263		0.132	
31	31--30	68.3	0.00386	0.263		0.132	1.55
	31--32	281.44	0.00386	1.085		0.543	
	31--33	312.71	0.00386	1.206		0.603	
	31--34	139.05	0.00386	0.536		0.268	
32	32--31	281.44	0.00386	1.085		0.543	0.54
33	33--29	107.91	0.00386	0.416		0.208	0.95
	33--31	312.71	0.00386	1.206		0.603	
	33--36	73.23	0.00386	0.282		0.141	
34	34--31	139.05	0.00386	0.536		0.268	1.21
	34--35	305.41	0.00386	1.178		0.589	
	34--45	183.69	0.00386	0.708		0.354	
35	35--34	305.41	0.00386	1.178		0.589	1.01
	35--36	40.88	0.00386	0.158		0.079	
	35--44	178.02	0.00386	0.686		0.343	
36	36--33	73.23	0.00386	0.282		0.141	0.41
	36--35	40.88	0.00386	0.158		0.079	
	36--37	96.99	0.00386	0.374		0.187	
37	37--36	96.99	0.00386	0.374		0.187	1.15
	37--38	232.6	0.00386	0.897		0.448	
	37--43	266.46	0.00386	1.028		0.514	
38	38--37	232.6	0.00386	0.897		0.448	1.98
	38--39	253.88	0.00386	0.979	0.489		
	38--28	282.88	0.00386	1.091	0.545		
	38--42	260.02	0.00386	1.003	0.501		
39	39--38	253.88	0.00386	0.979	0.489	0.49	
40	40--41	288.09	0.00386	1.111	0.555	0.56	
41	41--40	288.09	0.00386	1.111	0.555	1.16	
	41--42	151.27	0.00386	0.583	0.292		
	41--55	160.91	0.00386	0.620	0.310		

Suite du Tableau n° VII.4 :

N ° nœud	troncon	longueures	q specifiq	Qr (l/s)	Qcc	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)
42	42--38	260.02	0.00386	1.003	0	0.501	1.04
	42--41	151.27	0.00386	0.583		0.292	
	42--43	127.21	0.00386	0.491		0.245	
43	43--37	266.46	0.00386	1.028		0.514	1.15
	43--42	127.21	0.00386	0.491		0.245	
	43--44	201.83	0.00386	0.778		0.389	
44	44--35	178.02	0.00386	0.686		0.343	1.62
	44--43	201.83	0.00386	0.778		0.389	
	44--45	306.13	0.00386	1.180		0.590	
	44--53	156.48	0.00386	0.603		0.302	
45	45--34	183.69	0.00386	0.708		0.354	1.15
	45--44	306.13	0.00386	1.180		0.590	
	45--46	109.1	0.00386	0.421		0.210	
46	46--45	109.1	0.00386	0.421		0.210	1.76
	46--47	425.68	0.00386	1.641		0.821	
	46--52	210.29	0.00386	0.811	0.405		
	46--50	167	0.00386	0.644	0.322		
47	47--46	425.68	0.00386	1.641	1.543	0.821	2.90
	47--48	278.61	0.00386	1.074	0.537		
48	48--47	278.61	0.00386	1.074	0	0.537	1.36
	48--49	428.71	0.00386	1.653		0.827	
49	49--48	428.71	0.00386	1.653		0.827	1.16
	49--50	70.99	0.00386	0.274		0.137	
	49--61	102.68	0.00386	0.396		0.198	
50	50--46	167	0.00386	0.644		0.322	0.70
	50--51	123.23	0.00386	0.475		0.238	
	50--49	70.99	0.00386	0.274		0.137	
51	51--50	123.23	0.00386	0.475		0.238	0.91
	51--52	176.73	0.00386	0.681		0.341	
	51--54	171.91	0.00386	0.663		0.331	
52	52--46	210.29	0.00386	0.811		0.405	0.98
	52--51	176.73	0.00386	0.681		0.341	
	52--53	118.95	0.00386	0.459		0.229	
53	53--52	118.95	0.00386	0.459		0.229	0.76
	53--44	156.48	0.00386	0.603	0.302		
	53--54	118.5	0.00386	0.457	0.228		

Suite du Tableau n° VII.4 :

N ° nœud	troncon	longueures	q specifiq	Qr (l/s)	Qcc	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)
54	54--51	171.91	0.00386	0.663	0	0.331	1.61
	54--53	118.5	0.00386	0.457		0.228	
	54--55	457.22	0.00386	1.763		0.882	
	54--59	86.83	0.00386	0.335		0.167	
55	55--41	160.91	0.00386	0.620		0.310	1.94
	55--54	457.22	0.00386	1.763		0.882	
	55--69	387.09	0.00386	1.493		0.746	
56	56--69	411.34	0.00386	1.586		0.793	0.79
57	57--58	87.27	0.00386	0.337		0.168	0.17
58	58--57	87.27	0.00386	0.337		0.168	0.47
	58--59	159.05	0.00386	0.613		0.307	
59	59--58	159.05	0.00386	0.613		0.307	0.71
	59--54	86.83	0.00386	0.335		0.167	
	59--60	122.77	0.00386	0.473		0.237	
60	60--59	122.77	0.00386	0.473		0.237	0.84
	60--61	210.58	0.00386	0.812		0.406	
	60--68	103.13	0.00386	0.398		0.199	
61	61--49	102.68	0.00386	0.396		0.198	0.70
	61--60	210.58	0.00386	0.812		0.406	
	61--62	47.25	0.00386	0.182		0.091	
62	62--61	47.25	0.00386	0.182	0.091	0.94	
	62--63	203.79	0.00386	0.786	0.393		
	62--67	238.99	0.00386	0.922	0.461		
63	63--62	203.79	0.00386	0.786	0.393	1.35	
	63--64	131.01	0.00386	0.505	0.253		
	63--66	364.07	0.00386	1.404	0.702		
64	64--63	131.01	0.00386	0.505	0.253	0.96	
	64--65	365.7	0.00386	1.410	0.705		
65	65--64	365.7	0.00386	1.410	0.705	0.96	
	65--66	134.34	0.00386	0.518	0.259		
66	66--65	134.34	0.00386	0.518	0.259	1.52	
	66--63	364.07	0.00386	1.404	0.702		
	66--67	291.87	0.00386	1.125	0.563		
67	67--62	238.99	0.00386	0.922	0.461	1.02	
	67--66	291.87	0.00386	1.125	0.563		
68	68--60	103.13	0.00386	0.398	0.199	0.20	
69	69--55	387.09	0.00386	1.493	0.746	1.54	
	69--56	411.34	0.00386	1.586	0.793		

**b) La répartition arbitraire du cas de pointe :**

On va faire une répartition arbitraire des débits, qui nous aide pour choisir les diamètres, et lance une simulation préliminaire, après on passe au réglage des diamètres exacte pour résultat des paramètres parfaites (les vitesses et les pressions). Comme résumé la Figure n° VII.6 dans la page suivante.

Figure n° VII.6 : répartition arbitraire des débits "cas de pointe"



**➤ Cas de pointe+d'incendie :**

Sauf disposition contraire, on prévoit réglementairement que l'extinction d'un incendie moyen nécessite un débit de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$ , soit  $16.67 \text{ l/s}$  pendant une durée de deux heures. C'est donc un volume de  $120 \text{ m}^3$ , qui doit être mutuellement constitué et réservé à l'extinction des incendies. Le débit prévu nécessite réglementairement des bouches et tuyauteries d'un diamètre minimal égal à 60mm.

**a) Les débits nodaux :**

Ce débit ( $171/\text{s}$ ) ; est ajouté au nœud n°11 qui est le point le plus défavorable entre les. Ce débit est ajouté dans le cas où la consommation est maximale, c'est à dire à l'heure de pointe.

Pour l'élaboration de la répartition des débits, on prend en considération les mêmes débits des nœuds en heure de pointe, en ajoutant  $16,67/\text{s}$  dans le nœud n°11 et en augmentant le débit sorte du réservoir, c'est-à-dire :

$$64,93 + 3,086 + 16,67 = \mathbf{84,686/\text{s}}$$

Le changement touché quelques qui conduite l'eau jusqu'au nœud n°11

**b) La répartition arbitraire du cas de pointe+incendie :**

voir Figure n° VII.7 la page suivante.

Figure n° VII.7 : répartition arbitraire des débits "cas de pointe + incendie"



**VII .11) Détermination de diamètres du réseau :**

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits répartis préalablement dans les deux cas précédents, on peut choisir leurs diamètres avantageux correspondants Pour un facteur économique

$E = 1$  (Voir Tableau n° VII.5).

**Tableau n° VII.5 :** le choix de diamètre en fonction de débit.

Passage conditionné D (mm)	Débit d'eau limite Q (l/s)
50	< 2.19
75	2.2 à 5.2
100	5.2 – 8.4
125	8.4 – 13.3
150	13.3 – 22.4
200	22.4 – 40.6
250	40.6 – 65.3
300	65.3 – 96
350	96 – 132
400	132 – 175
450	175 – 227
500	227 – 313
600	313 – 461
700	461 – 642
800	642 – 857
900	857 – 1110
1000	1110 – 1532
1200	1532 - 3730

**Tableau n° VII.6 :** Détermination de diamètres du réseau final.

Tronçons	Nœud départ	Nœud d'arrive	Débit (l/s)		Qmax(l/s)	diametre
			Pointe	Flow (L/s)		
P-1	J--1	J--2	28.04	27,47	28,04	200
P-2	J--2	J--3	15.23	14,92	15,23	150
P-3	J--3	J--4	14.27	13,95	14,27	150
P-4	J--4	J--5	9.89	9,96	9,96	125
P-5	J--5	J--6	12.7	10,98	12,7	150
P-6	J--6	J--8	1.97	0,5	1,97	50
P-7	J--8	J--9	35.99	36,56	36,56	200
P-8	J--9	J--10	2.65	19,32	19,32	150
P-9	J--10	J--11	0.43	17,1	17,1	150
P-11	J--10	J--13	1.34	1,34	1,34	50

**Suite de Tableau n° VII.6 :**

P-12	J--13	J--14	0.34	0,34	0,34	50
P-13	J--9	J--1	39.36	56,6	56,6	250
P-14	J--13	J--15	0.53	0,53	0,53	50
P-15	J--15	J--16	0.22	0,22	0,22	50
P-16	J--2	J--6	11.68	11,42	11,68	125
P-17	J--17	J--8	33.3	35,34	35,34	200
P-18	J--5	J--17	1.71	0,09	1,71	50
P-19	J--17	J--18	34.26	34,5	34,5	200
P-20	J--18	J--19	0.42	0,42	0,42	50
P-21	J--18	J--20	32.95	33,19	33,19	200
P-22	J--20	J--21	1.99	1,99	1,99	75
P-23	J--20	J--22	30.08	30,32	30,32	200
P-24	J--22	J--23	19.87	20,05	20,05	150
P-25	J--23	J--24	0.46	0,46	0,46	50
P-26	J--23	J--25	18.6	18,79	18,79	150
P-28	J--26	J--22	8.97	9,02	9,02	125
P-29	J--26	J--25	0.56	0,56	0,56	50
P-30	J--27	J--28	4.98	4,97	4,98	75
P-31	J--28	J--4	22.01	21,77	22,01	200
P-32	J--27	J--26	7.93	7,98	7,98	100
P-33	J--27	J--29	12.15	12,19	12,19	125
P-34	J--29	J--30	0.41	0,4	0,41	50
P-35	J--30	J--25	17.09	17,28	17,28	150
P-36	J--30	J--31	15.71	15,91	15,91	150
P-37	J--31	J--32	0.54	0,54	0,54	50
P-40	J--33	J--31	0.6	0,59	0,6	50
P-48	J--31	J--34	13.02	13,22	13,22	125
P-49	J--34	J--35	0.36	0,35	0,36	50
P-50	J--35	J--36	10.28	11,07	11,07	125
P-51	J--36	J--33	11.25	11,27	11,27	125
P-52	J--33	J--29	11.6	11,63	11,63	125
P-53	J--36	J--37	0.57	0,21	0,57	50
P-54	J--37	J--38	2.89	2,66	2,89	75
P-55	J--38	J--28	14.92	14,69	14,92	150
P-56	J--38	J--39	0.49	0,49	0,49	50
P-57	J--40	J--41	0.56	0,56	0,56	50
P-58	J--41	J--42	7.75	7,85	7,85	125
P-59	J--42	J--43	0.77	0,68	0,77	50
P-60	J--43	J--44	1.93	0,83	1,93	75
P-61	J--44	J--45	0.17	0,01	0,17	50
P-62	J--45	J--46	10.46	10,5	10,5	125
P-65	J--46	J--47	3.5	3,5	3,5	75
P-66	J--47	J--48	0.59	0,6	0,6	50

**Suite de Tableau n° VII.6 :**

P-67	J--48	J--49	0.77	0,77	0,77	50
P-68	J--49	J--50	6.33	6,33	6,33	100
P-69	J--50	J--51	2.58	2,56	2,58	75
P-70	J--51	J--52	2.6	2,58	2,6	75
P-71	J--52	J--53	2.82	2,78	2,82	75
P-72	J--53	J--44	9.76	9,62	9,76	125
P-73	J--38	J--42	9.55	9,56	9,56	125
P-74	J--37	J--43	2.31	1,3	2,31	100
P-75	J--35	J--44	9.62	10,41	10,41	125
P-76	J--34	J--45	11.45	11,67	11,67	125
P-77	J--46	J--50	4.45	4,47	4,47	75
P-78	J--52	J--46	0.76	0,78	0,78	50
P-79	J--53	J--54	6.18	6,08	6,18	100
P-80	J--54	J--55	1.77	1,86	1,86	75
P-82	J--41	J--55	6.04	6,13	6,13	100
P-83	J--51	J--54	0.89	0,89	0,89	50
P-84	J--57	J--58	0.17	0,17	0,17	50
P-85	J--58	J--59	0.64	0,64	0,64	50
P-86	J--59	J--54	5.45	5,45	5,45	100
P-87	J--60	J--59	4.1	4,09	4,1	75
P-88	J--61	J--60	3.06	3,05	3,06	75
P-89	J--61	J--62	6.76	6,76	6,76	100
P-90	J--62	J--63	3.58	3,58	3,58	75
P-91	J--63	J--64	1.38	1,38	1,38	50
P-92	J--64	J--65	0.42	0,42	0,42	50
P-93	J--65	J--66	0.54	0,54	0,54	50
P-94	J--66	J--63	0.85	0,85	0,85	50
P-95	J--66	J--67	1.22	1,22	1,22	50
P-96	J--67	J--62	2.24	2,24	2,24	75
P-97	J--49	J--61	4.4	4,4	4,4	75
P-98	J--60	J--68	0.2	0,2	0,2	50
P-100	T--1	J--1	68.02	84,68	84,068	300
P-101	J--55	J--69	2.33	2,33	2,33	75
P-103	J--69	J--56	0.79	0,79	0,79	50

## VII .12) Simulation par logiciel Water CAD du réseau de2040 :

Après la simulation du réseau de l'horizon 2040, par logiciel Water-CAD on obtient les résultats suivant :

## VII .12.1) Pour les tronçons :

Tableau n° VII.7 : les résultats de simulation du réseau

tronçons	nœud départ	nœud d'arrive	longueur (m)	diamètre (mm)	Matériel	débit (L/s)	vitesse (m/s)	la charge amont (m)	la charge aval (m)	les pertes de charges(m)
P-1	J-1	J-2	203,44	200	PEHD	26,03	0,83	153,89	153,36	0,53
P-2	J-2	J-3	209,03	150	PEHD	15,11	0,86	153,36	152,55	0,81
P-3	J-3	J-4	290,05	150	PEHD	14,15	0,8	152,55	151,56	0,99
P-4	J-4	J-5	258,51	125	PEHD	-8,78	0,72	151,56	152,44	0,89
P-5	J-5	J-6	108,42	150	PEHD	-9,53	0,54	152,44	152,62	0,18
P-6	J-6	J-8	206,67	50	PEHD	-0,68	0,35	152,62	153,17	0,54
P-7	J-8	J-9	52,51	200	PEHD	-37,99	1,21	153,17	153,44	0,28
P-8	J-9	J-10	208,4	150	PEHD	19,32	1,09	153,44	152,17	1,27
P-9	J-10	J-11	224,61	150	PEHD	17,1	0,97	152,17	151,08	1,09
P-11	J-10	J-13	22,42	50	PEHD	1,34	0,68	152,17	151,97	0,21
P-12	J-13	J-14	175,16	50	PEHD	0,34	0,17	151,97	151,84	0,13
P-13	J-9	J-1	114,94	250	PEHD	-58,04	1,18	153,44	153,89	0,45
P-14	J-13	J-15	45,24	50	PEHD	0,53	0,27	151,97	151,89	0,08
P-15	J-15	J-16	116,19	50	PEHD	0,22	0,11	151,89	151,85	0,04
P-16	J-2	J-6	174,24	125	PEHD	9,79	0,8	153,36	152,62	0,73
P-17	J-17	J-8	114,41	200	PEHD	-36,59	1,16	152,6	153,17	0,56
P-18	J-5	J-17	205,08	50	PEHD	-0,35	0,18	152,44	152,6	0,16
P-19	J-17	J-18	70,59	200	PEHD	35,49	1,13	152,6	152,28	0,33
P-20	J-18	J-19	219,91	50	PEHD	0,42	0,22	152,28	152,04	0,24
P-21	J-18	J-20	167,18	200	PEHD	34,18	1,09	152,28	151,56	0,72

Suite du Tableau n° VII.7 :

tronçons	nœud départ	nœud d'arrive	longueur (m)	diamètre (mm)	Matériel	débit (L/s)	vitesse (m/s)	la charge amont (m)	la charge aval (m)	les pertes de charges(m)
P-22	J-20	J-21	231,02	75	PEHD	1,99	0,45	151,56	150,94	0,61
P-23	J-20	J-22	60,63	200	PEHD	31,31	1	151,56	151,33	0,22
P-24	J-22	J-23	117,8	150	PEHD	20,84	1,18	151,33	150,51	0,83
P-25	J-23	J-24	236,19	50	PEHD	0,46	0,23	150,51	150,21	0,29
P-26	J-23	J-25	64,91	150	PEHD	19,58	1,11	150,51	150,1	0,41
P-28	J-26	J-22	468,89	125	PEHD	-9,21	0,75	149,57	151,33	1,76
P-29	J-26	J-25	299,86	50	PEHD	-0,55	0,28	149,57	150,1	0,53
P-30	J-27	J-28	247,57	75	PEHD	-3,17	0,72	149,04	150,59	1,55
P-31	J-28	J-4	564,48	200	PEHD	-20,78	0,66	150,59	151,56	0,97
P-32	J-27	J-26	59,93	100	PEHD	-8,17	1,04	149,04	149,57	0,53
P-33	J-27	J-29	83,62	125	PEHD	10,58	0,86	149,04	148,63	0,41
P-34	J-29	J-30	307,64	50	PEHD	-0,67	0,34	148,63	149,41	0,78
P-35	J-30	J-25	128,55	150	PEHD	-18,08	1,02	149,41	150,1	0,69
P-36	J-30	J-31	68,38	150	PEHD	16,44	0,93	149,41	149,1	0,31
P-37	J-31	J-32	281,44	50	PEHD	0,54	0,28	149,1	148,62	0,48
P-40	J-33	J-31	312,71	50	PEHD	-0,74	0,38	148,13	149,1	0,97
P-48	J-31	J-34	139,05	125	PEHD	13,61	1,11	149,1	148,02	1,08
P-49	J-34	J-35	305,41	50	PEHD	0,48	0,24	148,02	147,61	0,42
P-50	J-35	J-36	40,88	125	PEHD	-10,6	0,86	147,61	147,81	0,2
P-51	J-36	J-33	73,23	125	PEHD	-10,08	0,82	147,81	148,13	0,33
P-52	J-33	J-29	107,91	125	PEHD	-10,29	0,84	148,13	148,63	0,5
P-53	J-36	J-37	96,99	50	PEHD	-0,93	0,47	147,81	148,26	0,45
P-54	J-37	J-38	232,6	75	PEHD	-2,83	0,64	148,26	149,44	1,18

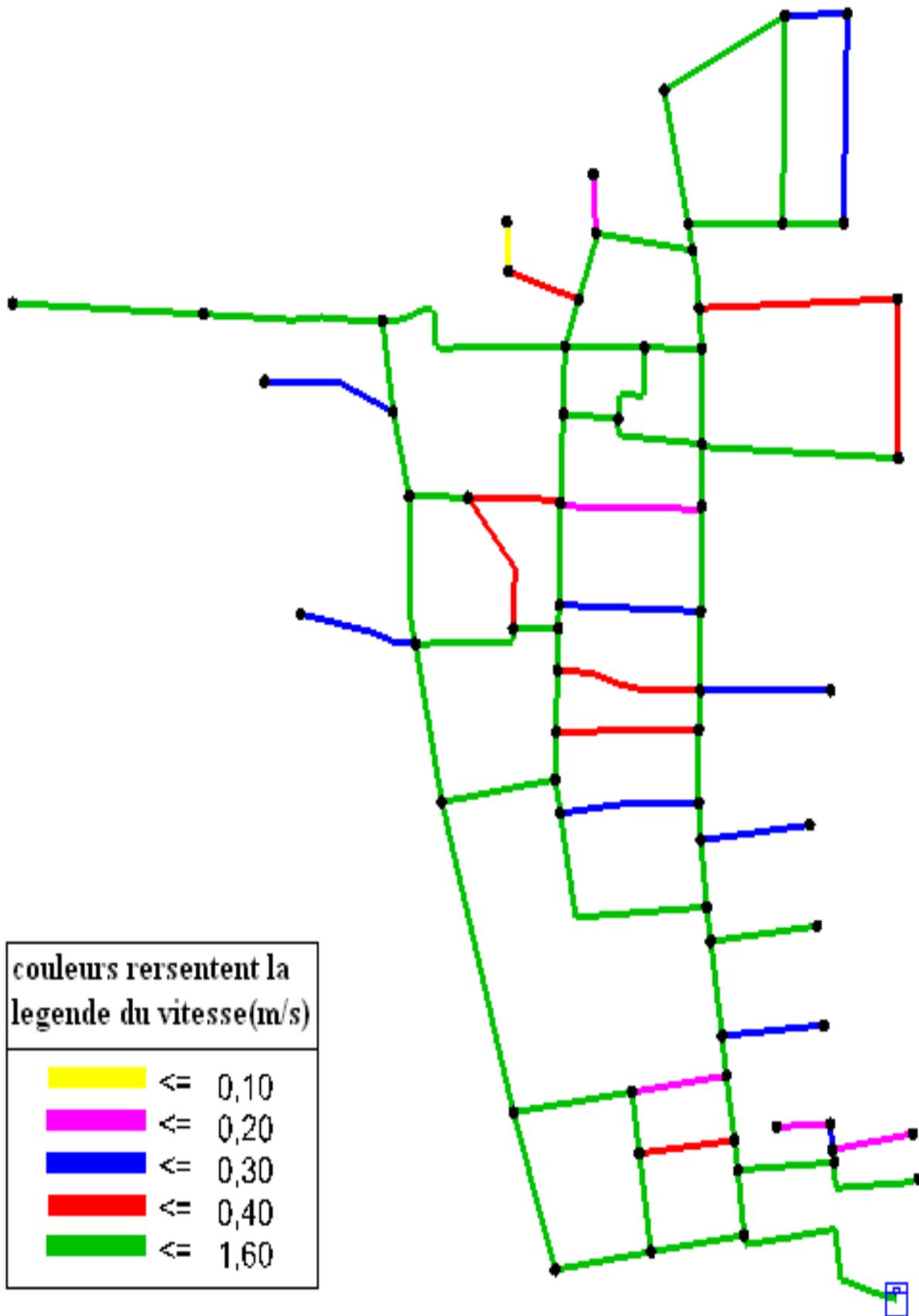
Suite du Tableau n° VII.7 :

tronçons	nœud départ	nœud d'arrive	longueur (m)	diamètre (mm)	Matériel	débit (L/s)	vitesse (m/s)	la charge amont (m)	la charge aval (m)	les pertes de charges(m)
P-55	J-38	J-28	282,88	150	PEHD	-15,5	0,88	149,44	150,59	1,15
P-56	J-38	J-39	253,88	50	PEHD	0,49	0,25	149,44	149,08	0,36
P-57	J-40	J-41	288,09	50	PEHD	-0,56	0,28	147,3	147,82	0,52
P-58	J-41	J-42	151,27	125	PEHD	-8,04	0,66	147,82	148,26	0,44
P-59	J-42	J-43	127,21	50	PEHD	1,12	0,57	148,26	147,42	0,84
P-60	J-43	J-44	201,83	50	PEHD	0,73	0,37	147,42	146,82	0,6
P-61	J-44	J-45	306,13	50	PEHD	-0,21	0,11	146,82	146,91	0,09
P-62	J-45	J-46	109,1	125	PEHD	10,55	0,86	146,91	146,39	0,53
P-65	J-46	J-47	425,68	75	PEHD	3,5	0,79	146,39	143,18	3,21
P-66	J-47	J-48	278,61	50	PEHD	0,6	0,31	143,18	142,6	0,58
P-67	J-48	J-49	428,71	50	PEHD	-0,76	0,39	142,6	143,99	1,39
P-68	J-49	J-50	70,99	100	PEHD	-6,33	0,81	143,99	144,39	0,4
P-69	J-50	J-51	123,23	75	PEHD	-2,54	0,57	144,39	144,9	0,51
P-70	J-51	J-52	176,73	75	PEHD	-2,56	0,58	144,9	145,64	0,75
P-71	J-52	J-53	118,95	75	PEHD	-2,74	0,62	145,64	146,21	0,57
P-72	J-53	J-44	156,48	125	PEHD	-9,38	0,76	146,21	146,82	0,61
P-73	J-38	J-42	260,02	125	PEHD	10,2	0,83	149,44	148,26	1,18
P-74	J-37	J-43	266,46	50	PEHD	0,75	0,38	148,26	147,42	0,84
P-75	J-35	J-44	178,02	125	PEHD	10,07	0,82	147,61	146,82	0,79
P-76	J-34	J-45	183,69	125	PEHD	11,92	0,97	148,02	146,91	1,11
P-77	J-46	J-50	167	75	PEHD	4,49	1,02	146,39	144,39	2
P-78	J-52	J-46	210,29	50	PEHD	-0,8	0,41	145,64	146,39	0,74
P-79	J-53	J-54	118,5	100	PEHD	5,89	0,75	146,21	145,64	0,58

Suite du Tableau n° VII.7 :

tronçons	nœud départ	nœud d'arrive	longueur (m)	diamètre (mm)	Matériel	débit (L/s)	vitesse (m/s)	la charge amont (m)	la charge aval (m)	les pertes de charges(m)
P-80	J-54	J-55	457,22	75	PEHD	-2,06	0,47	145,64	146,92	1,29
P-82	J-41	J-55	160,91	100	PEHD	6,33	0,81	147,82	146,92	0,89
P-83	J-51	J-54	171,91	50	PEHD	-0,89	0,45	144,9	145,64	0,74
P-84	J-57	J-58	87,27	50	PEHD	-0,17	0,09	144,88	144,9	0,02
P-85	J-58	J-59	159,05	50	PEHD	-0,64	0,33	144,9	145,27	0,37
P-86	J-59	J-54	86,83	100	PEHD	-5,44	0,69	145,27	145,64	0,37
P-87	J-60	J-59	122,77	75	PEHD	-4,09	0,93	144,04	145,27	1,24
P-88	J-61	J-60	210,58	75	PEHD	-3,05	0,69	142,81	144,04	1,23
P-89	J-61	J-62	47,25	100	PEHD	6,76	0,86	142,81	142,51	0,3
P-90	J-62	J-63	203,79	75	PEHD	3,58	0,81	142,51	140,91	1,6
P-91	J-63	J-64	131,01	50	PEHD	1,38	0,7	140,91	139,64	1,27
P-92	J-64	J-65	365,7	50	PEHD	0,42	0,22	139,64	139,25	0,4
P-93	J-65	J-66	134,34	50	PEHD	-0,54	0,28	139,25	139,48	0,23
P-94	J-66	J-63	364,07	50	PEHD	-0,85	0,43	139,48	140,91	1,43
P-95	J-66	J-67	291,87	50	PEHD	-1,22	0,62	139,48	141,72	2,24
P-96	J-67	J-62	238,99	75	PEHD	-2,24	0,51	141,72	142,51	0,79
P-97	J-49	J-61	102,68	75	PEHD	4,41	1	143,99	142,81	1,19
P-98	J-60	J-68	103,13	50	PEHD	0,2	0,1	144,04	144,01	0,03
P-100	<b>réservoir</b>	<b>J-1</b>	426,21	300	PEHD	84,68	1,2	155,9	153,89	2,01
P-101	J-55	J-69	387,09	75	PEHD	2,33	0,53	146,92	145,55	1,38
P-103	J-69	J-56	411,34	50	PEHD	0,79	0,4	145,55	144,12	1,43

Figure n° VII.8: Schéma repentante les vitesses dans les conduites du réseau de l'an 2040.



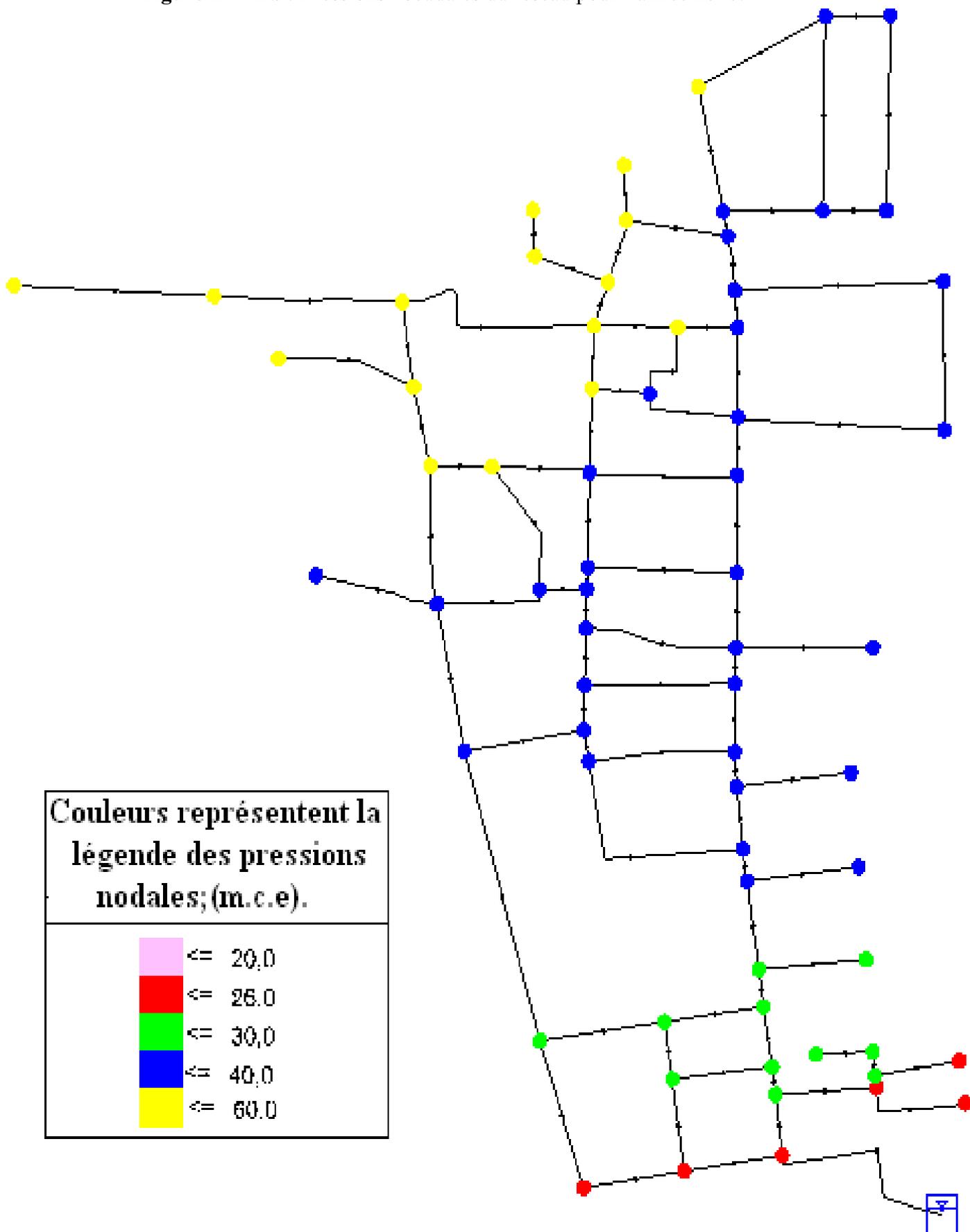
## VII .12.2) Pour les nœuds :

Tableau n° VII.8 : les résultats de simulation concerné les nœuds.

nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	la charge Hydraulique (m)	pression (m H2O)
J-1	128,37	0,61	153,89	25,5
J-2	128,39	1,13	153,36	24,9
J-3	127,69	0,96	152,55	24,8
J-4	122,94	2,15	151,56	28,6
J-5	124,19	1,1	152,44	28,2
J-6	125,94	0,94	152,62	26,6
J-8	126,08	0,72	153,17	27
J-9	127,11	0,72	153,44	26,3
J-10	126,28	0,88	152,17	25,8
J-11	129,68	17,1	151,08	21,4
J-13	124,85	0,47	151,97	27,1
J-14	125,82	0,34	151,84	26
J-15	125,06	0,31	151,89	26,8
J-16	125,02	0,22	151,85	26,8
J-17	124,04	0,75	152,6	28,5
J-18	123,04	0,88	152,28	29,2
J-19	122,05	0,42	152,04	29,9
J-20	120,22	0,88	151,56	31,3
J-21	119,76	1,99	150,94	31,1
J-22	119	1,25	151,33	32,3
J-23	117,79	0,81	150,51	32,6
J-24	116,5	0,46	150,21	33,6
J-25	116,31	0,95	150,1	33,7
J-26	115,39	1,6	149,57	34,1
J-27	114,32	0,75	149,04	34,6
J-28	114,38	2,11	150,59	36,1
J-29	113,37	0,96	148,63	35,2
J-30	112,63	0,97	149,41	36,7
J-31	112,38	1,55	149,1	36,7
J-32	112,9	0,54	148,62	35,6
J-33	111,79	0,95	148,13	36,3
J-34	111,02	1,21	148,02	36,9
J-35	110,72	1,01	147,61	36,8
J-36	111,05	0,41	147,81	36,7
J-37	110,55	1,15	148,26	37,6
J-38	110,52	1,98	149,44	38,8
J-39	109,07	0,49	149,08	39,9
J-40	104,32	0,56	147,3	42,9
J-41	104,55	1,16	147,82	43,2

<b>Suite de Tableau n° VII.8 :</b>				
J-42	106,17	1,04	148,26	42
J-43	106,48	1,15	147,42	40,9
J-44	108,13	1,62	146,82	38,6
J-45	108,92	1,16	146,91	37,9
J-46	107,57	1,76	146,39	38,7
J-47	105,61	2,9	143,18	37,5
J-48	103,85	1,36	142,6	38,7
J-49	104,26	1,16	143,99	39,6
J-50	105,37	0,7	144,39	38,9
J-51	104,81	0,91	144,9	40
J-52	106,25	0,98	145,64	39,3
J-53	105,9	0,76	146,21	40,2
J-54	104,48	1,61	145,64	41,1
J-55	102,79	1,94	146,92	44
J-56	101,61	0,79	144,12	42,4
J-57	101,61	0,17	144,88	43,2
J-58	102,47	0,47	144,9	42,3
J-59	103,6	0,71	145,27	41,6
J-60	102,57	0,84	144,04	41,4
J-61	103,5	0,69	142,81	39,2
J-62	103,09	0,95	142,51	39,3
J-63	103,9	1,35	140,91	36,9
J-64	104,49	0,96	139,64	35,1
J-65	100,21	0,96	139,25	39
J-66	100,1	1,52	139,48	39,3
J-67	100,84	1,02	141,72	40,8
J-68	101,43	0,2	144,01	42,5
J-69	102,89	1,54	145,55	42,6

Figure n° VII.9: Pressions noedales du réseau pour l'année 2040.



**❖ Remarque :**

Les résultats de la simulation du réseau de distribution projeté pour la ville de Ben-Salah sont très fiables, avec ces derniers notre réseau fonctionnera bien, et les abonnés ne trouvent aucun problème classique du manque d'eau ou faible pression

- La majorité des vitesses obtenus sont dans l'intervalle des normes (0,5-1,5) m/s, sauf quelque tronçons qui ont des vitesses faibles, on n'a pas le choix si la limite du diamètre minimal est : 50mm
- La majorité des pressions sont dans les normes (26-60) m.c.e, qui assure une alimentation mêmes si on a des constructions de (R+4n), qu'on aura a les prochaines horizons

**VII .13) Equipement de réseau de distribution : [7]****a) Type de canalisations :**

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage (bout-à-bout) des tuyaux en PEHD de longueur qui peut atteindre 10 à 15 m et d'épaisseur 5 à 8 mm pour ( $\geq 110$ mm), et des roulouls pour les petites diamètres , et les diamètre utilisés dans notre réseau variant entre 50 mm et 300mm

**b) Robinet vannes :**

Ces appareils sont généralement posés en vue de permettre l'isolement des différents tronçons du réseau de distribution lors d'une répartition sur prise d'eau ou bien en cas d'arrêt

Ils permettent ainsi la régulation convenable du débit selon les besoins des quartiers a desservir

**c) Les bouches d'incendie :**

Les bouches d'incendie doivent être raccordées sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 l/s avec une pression de 10 m , généralement placés près d'un CEM marche

**d) Les clapets :**

Les clapets ont un rôle d'empêcher le retour de l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu ils sont placés , au niveau de la station de pompage , château d'eau

**e) Les ventouses :**

Nous prévoyons des ventouses aux endroits de chaque point haut pour éliminer les cantonnements d'air car la présence d'air peut occasionner la coupure de la veine liquide

**f) Les décharges :**

Ce sont des robinets places aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange a l'intérieur d'un regard en maçonnerie

**VII .14) Réservoir Projeté :**

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction. Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

**VII .14.1) Fonctions du réservoir :****a) Fonctions techniques des réservoirs existants :**

- régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant ;
- sécurité d'approvisionnement ;
- régulation de la pression ;
- simplification de l'exploitation ;

**b) Fonctions économiques :**

Puisque les trois réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

**VII .14.2) Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation, Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point de plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
- Simplicité de réalisation du coffrage.
- Etanchéité plus facile à réaliser.

**VII .14.3) Choix du type de réservoir :**

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi enterrés ou semi élevés dit (châteaux d'eau) pour le choix sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas, ce pendant à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus élévation au dessus du sol avec radier largement enterré.

**❖ Remarque :**

Pour Notre cas le réservoir choisi sera de type réservoir enterré a cote de l'ancien (réservoir jumelé) pour certains avantages :

- Économie sur les frais de construction.
- Étude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

**VII .14.4) Détermination de la capacité :**

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée, (voir le Chapitre n° V).

Les résultats de calcul des volumes manques sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.9:** calcul du volume manque

horizons	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	a%	V <sub>inc</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>r</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>manque</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>normalise</sub> (m <sup>3</sup> )
2010	1405	0,2017	120	403,39	0	0
2020	2178			559,30	59.3	100
2030	3005			726,11	226.3	300
2040	3840			894,53	394.53	500

**VII .14.5) Dimensionnement du réservoir :**

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = (\pi D^2 / 4) \cdot H \quad \text{donc :}$$

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}}$$

V : volume du réservoir (m<sup>3</sup>)

D : diamètre du réservoir (m)

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

Pour la hauteur « H » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrage, Dans notre cas on prendre H = 6m, donc :

$$D = \sqrt{\frac{4.500}{\pi.6}} = 10,3 \text{ m on le prend } \mathbf{11m}.$$

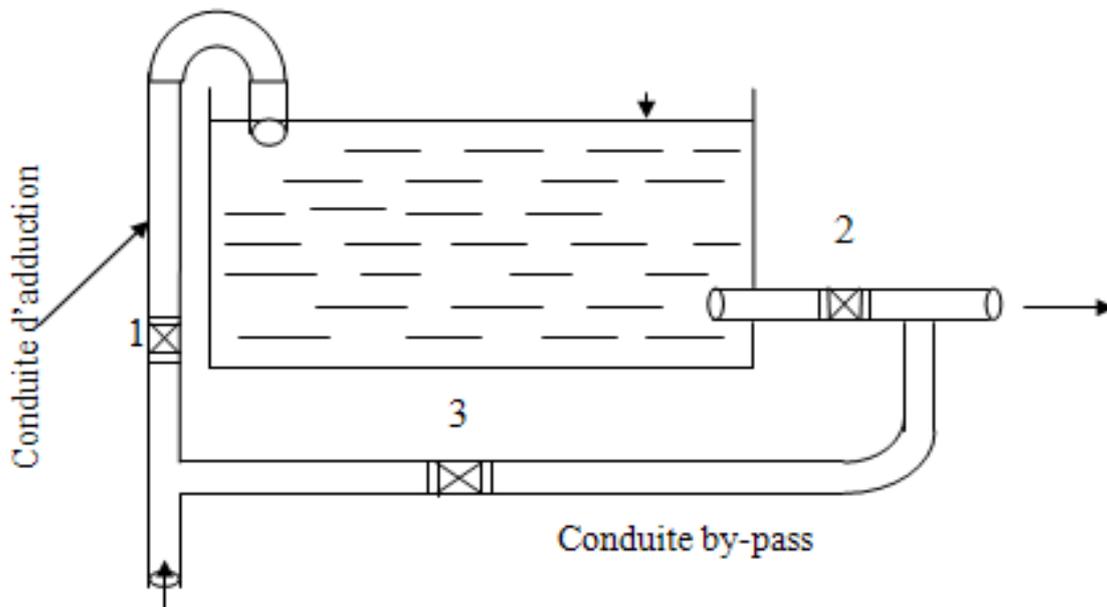
❖ **Remarque :**

De préférence, lorsque la capacité dépasse 300 m<sup>3</sup>, on utilise des cuves jumelées reliées par une chambre de manœuvre unique.

**VII .14.6) Les équipements des réservoirs : [7]**

**a) Conduite d'adduction :**

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (Figure n°VII.10).



**Figure n° VII.10:** Schéma repentante conduite d'adduction.

A son débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

**b) Conduite de distribution :**

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Figure N° V.2).

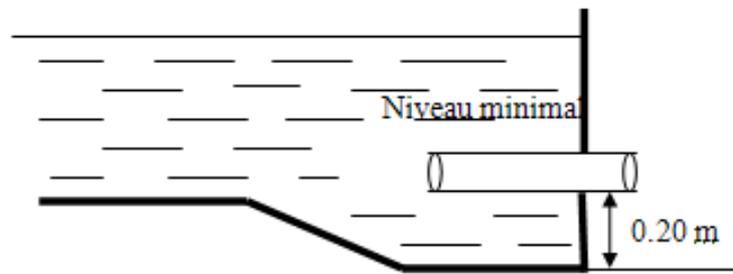


Figure n° VII.11: Schéma d'une conduite de distribution.

**c) Conduite du trop-plein :**

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

**d) Conduite de vidange :**

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (figure).

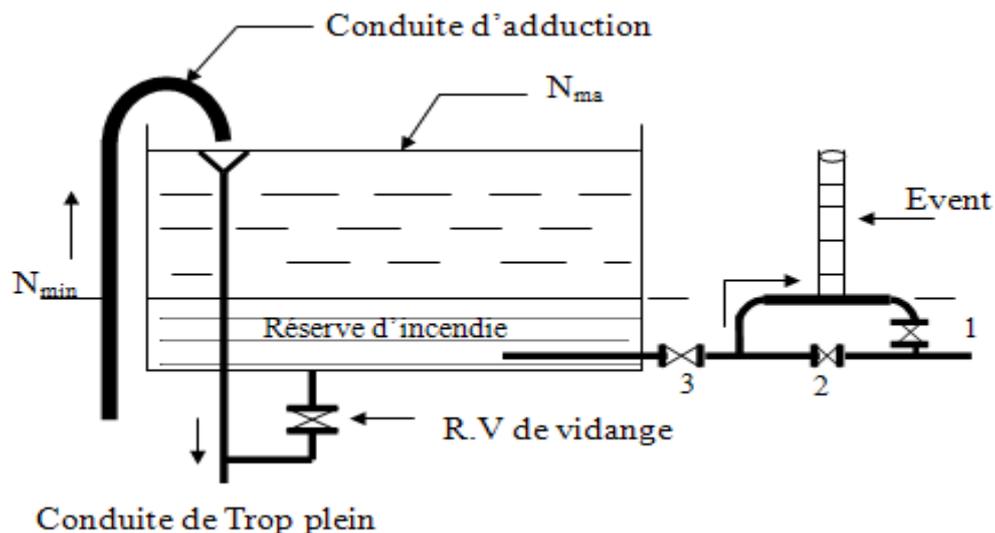


Figure n° VII.12: Schéma d'un réservoir avec ses différentes conduites.

**e) Conduite BY-PASS :**

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (Figure n°VII.10).

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

- Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,
- En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

#### VII .14.7) Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement un réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la (Figure N°VII.12) présentée un système en siphon, en l'utilise pour le renouvellement d'eau du réservoir, (la réserve d'incendie sera un volume d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.), si pour sa les trois vannes installées fonctionnent comme suit :

- Cas normal : 1 et 3 ouvertes, 2 ferme
- Cas d'incendie : 3 et 2 ouvertes, 1 ferme

#### Conclusion :

Après la nouvelle conception, nous avons obtenu des pressions et des vitesses acceptables sur la plupart des cas dans le réseau de distribution,

Nous remarquons que les paramètres hydrauliques calculés répondent à la marge souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 0.5 à 1,5 m/s et cela pour éviter

- L'accumulation des dépôts solides
- L'augmentation de la durée de stagnation de l'eau dans les conduites.

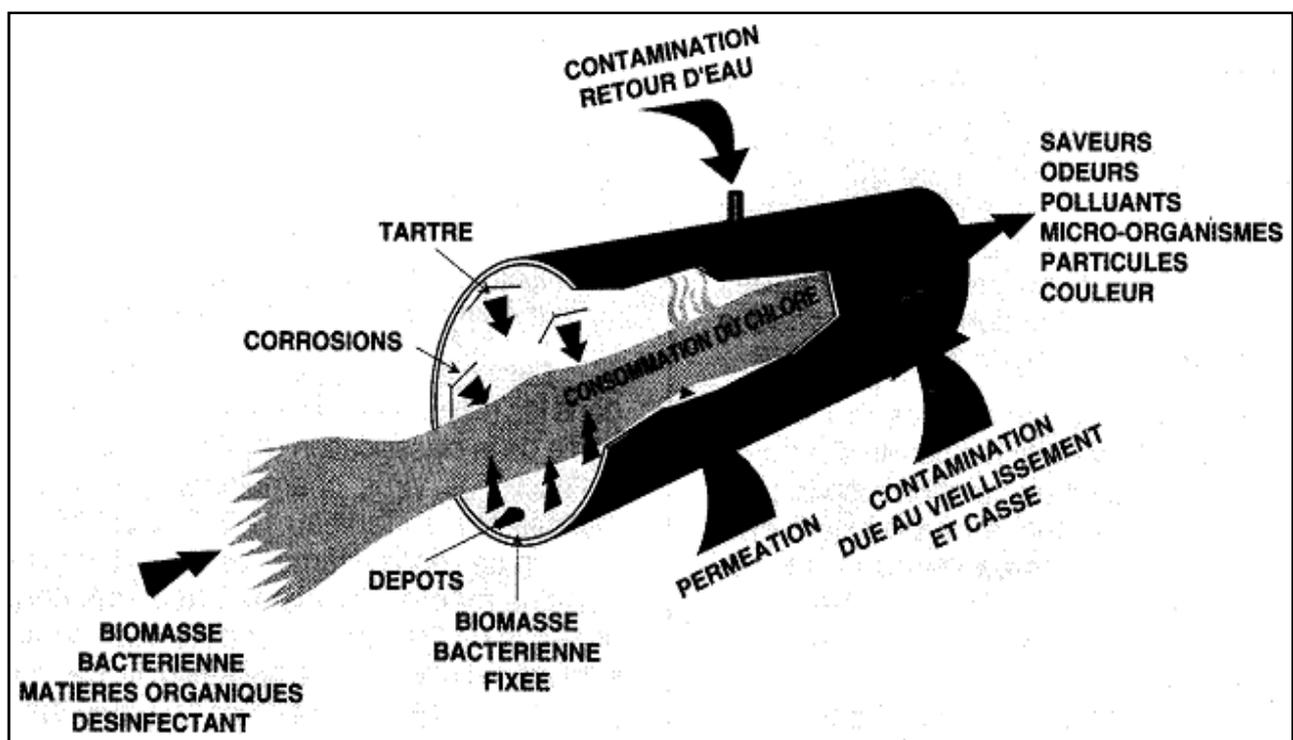
# Chapitre VIII

## TRAITEMENT

**Introduction :**

Le réseau de distribution de l'eau potable est souvent décrit comme un véritable réacteur, où l'eau et son contenant (conduite, ...) sont le siège d'interactions physico- chimiques et biologiques. L'eau du robinet peut avoir une qualité très éloignée de celle issue des sources. Les conditions qui contrôlent l'évolution de la qualité de l'eau dans le réseau sont complexes, Une bonne connaissance des facteurs qui peuvent influencer la qualité de l'eau dans les réseaux est indispensable pour les services d'exploitation (ADE, DHW, ANBT...) afin d'anticiper et d'éviter des problèmes potentiels.

**Figure VIII.1:** les différents facteurs de dégradation de qualité d'eau.



### VIII.1) La dégradation de la qualité de l'eau : [8]

C'est l'augmentation de la quantité des bactéries, des algues, les vers, ...etc. d'un cote, et la démunissions de concentrations du désinfectant ajoute qui est le responsable d'élimine ces dernières de l'autre cote, sa nous résulte une véritable dégradation déterminé par le changement de l'odeur, le gout, on site quelques facteurs qui ont un influence directe sur elle :

- Facteurs physicochimiques : PH, la température, la turbidité, oxygène dessous

- Facteurs liés au conception du réseau :les diamètres choisisse, le choix de matériel des tronçons.

### VIII.2) La vitesse de l'eau dans les conduites et le temps de séjour: [2]

Lors de la conception de réseaux, la diamètre des canalisations est ainsi calculé à partir des débits de pointes horaires. Il est conseillé des valeurs guides d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/S, Des études ont montré que les problèmes de stagnation favorisant corrosion et dépôts apparaissent dès que la vitesse de l'eau est inférieure à 0.01 m/S et disparaissent au-delà de 0.1 m/S

La conservation de la qualité de l'eau est facilitée par une réduction du temps de séjour dans le réseau. Dans les réseaux urbains, il y a souvent un maillage élevé, ce qui assure la sécurité quantitative, impératifs de la sécurité incendie, permet de parer aux heures de pointes et facilite les arrêts d'eau s'il y a lieu. Il accroît cependant le temps de séjour de l'eau dans le réseau. Dans les réservoirs, le temps de séjour de l'eau peut augmenter en fonction de contraintes d'exploitation, ou même résulter d'erreurs de conception pour la conception de points singuliers sur le réseau.

Le temps de séjour n'est pas une seule valeur pour le réseau, mais est représenté par une distribution statistique. Le temps de séjour moyen dans le réseau peut être de l'ordre de quelques jours mais certains volumes d'eau peuvent stagner plus d'une dizaine de jours dans des zones du réseau où l'écoulement est faible ou bien la demande en eau quasiment nulle (en périodes de vacances par exemple).

### VIII.3) Renouvellement de l'eau dans le réservoir : [6]

#### a) Le volume total :

Comme dans les autres parties du réseau, le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition nécessaire à la préservation de la qualité de l'eau. Le temps de séjour dépend directement des volumes de stockage.

En pratique, la durée de la stagnation de l'eau dans le réservoir dépend le volume entre, et densité de l'agglomération qui indique le volume sort, généralement le volume totale du réservoir est consommé par les abonnées dans :

- Une journée de consommation en milieu rural,
- Une demi-journée de consommation en milieu urbain.

Ces volumes permettent d'assurer une sécurité d'approvisionnement suffisante sans pour autant exagérer le temps de séjour de l'eau dans l'ouvrage. De façon plus générale, on considère que le volume de stockage doit être renouvelé dans un intervalle de 1 à 3 jours.

Selon les données allemandes, des temps de séjour atteignant 5 à 7 jours sont possibles, sans altérer la qualité de l'eau.

**b) La réserve d'incendie :**

Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve incendie. Le volume pris en compte est généralement de 120m<sup>3</sup>

Afin d'éviter l'existence d'une tranche d'eau morte, le dispositif de vidange utilisé est constitué d'un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint. En cas de sinistre, l'ouverture d'une vanne permet grâce à une crépine située en partie basse de la cuve, d'utiliser le volume de la réserve. Ainsi, tout en restant disponible, la tranche d'eau constituant la réserve se trouve constamment renouvelée.

**VIII.4) La stabilité de la qualité de l'eau produite : [8]**

L'eau destinée à la consommation humaine ne doit pas faire courir des risques directs ou indirects pour la santé ; pour le producteur d'eau et le distributeur ceci nécessite des obligations de résultats sur le plan des paramètres de qualité de l'eau, mais aussi des obligations de moyens que ce soit pour l'eau brute (où des normes sont dictées), l'implantation de périmètre de protection autour de la prise d'eau, un agrément de la filière de traitement et des réactifs employés, tout comme des matériaux, enfin une obligation d'entretien des ouvrages.

Dans tous les cas, la qualité de l'eau doit être garantie non seulement à la sortie de la source, mais jusque chez le consommateur où la responsabilité du distributeur est en cause de façon ultime. La conformité de la qualité de l'eau soit assurée jusqu'au niveau des robinets des usagers.

Pour assurer la stabilité de la qualité de l'eau distribuée et faire en sorte qu'elle « reste potable ». L'eau devra être parfaitement désinfectée, exempte de particules, avoir un faible excès d'oxydant et un taux aussi faible que possible de matières organiques biodégradables ; tous les équilibres seront ajustés et régulés de manière à éviter entartrage excessif, corrosion et dissolution de matériaux.

Dans ce cadre, des traitements de désinfection et de réduction des éléments nutritifs sont suffisamment importants pour que nous rappelions les techniques à utiliser avec leurs avantages et inconvénients,

**VIII.5) Traitements de désinfection :**

L'élimination des microorganismes constitue un objectif essentiel d'une chaîne de traitement d'eau potable. Si les filières de coagulation, clarification et filtration ne permettent pas une totale élimination, même s'ils constituent déjà des « barrières désinfectantes », celle-ci est effectuée par une étape de désinfection dans la station de traitement.

Une post-désinfection (désinfection finale) est fréquemment employée afin de laisser un résiduel oxydant actif dans l'eau produite, qui limitera la reviviscence dans le réseau, Chez agglomération de Ben-Salah ils le distributeur utilisé le chlore comme désinfectant.

**VIII.6) Le chlore :**

Le chlore libre (ClO, HClO) a souvent été le choix évident pour le désinfectant résiduel. La réglementation algérienne limite la valeur du chlore résiduel à 0,5 mg/l au robinet (décret du 3 janvier 1989). Cette valeur est légèrement revue à la hausse par le décret n°2001-1220 qui fixe pour les Chlorites une référence de 0,2 mg/l en précisant que « sans compromettre la désinfection, la valeur la plus faible possible doit être visée.

**VIII.7) Les résultats de calcul :**

Après la simulation par le model de simulation Water-CAD on obtient les résultats suivant concerne la concentration du chlore dans les nœuds, avec une concentration initial (au niveau du réservoir  $C_{initil} = 0,5 \text{ mg/l}$ ), tout les résultats remesuré dans le tableau suivant :

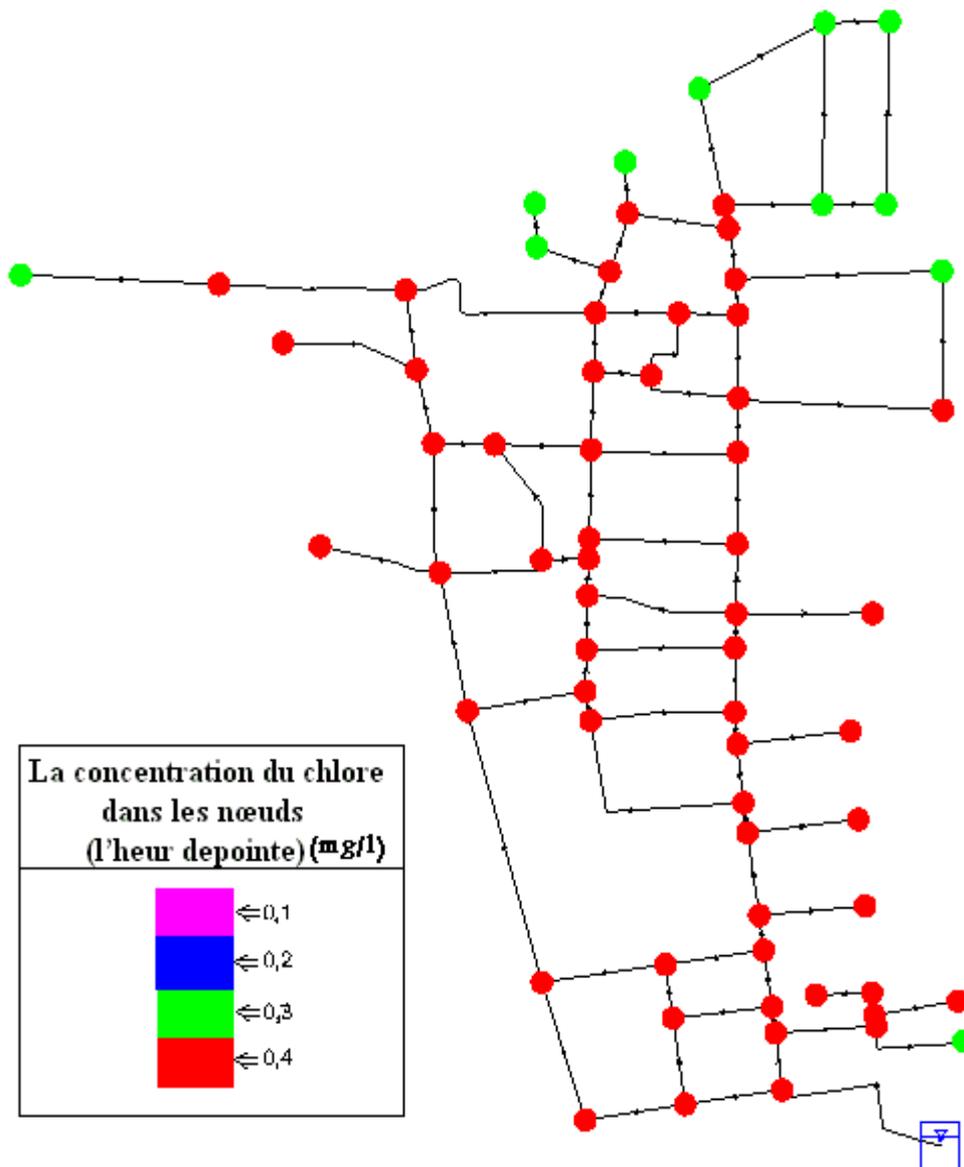
**Tableau VIII.1 :** les concentrations calcule au niveau des nœuds.

nœud	Concentration calcule (mg/L)	nœud	Concentration calcule (mg/L)	nœud	Concentration calcule (mg/L)
J-1	0.4	J-26	0.4	J-49	0.3
J-2	0.4	J-27	0.3	J-50	0.3
J-3	0.4	J-28	0.3	J-51	0.3
J-4	0.4	J-29	0.3	J-52	0.3
J-5	0.4	J-30	0.4	J-53	0.3
J-6	0.4	J-31	0.4	J-54	0.3
J-8	0.4	J-32	0.3	J-55	0.3
J-9	0.4	J-33	0.3	J-56	0.3
J-10	0.4	J-34	0.3	J-57	0.3
J-11	0.3	J-35	0.3	J-58	0.3
J-13	0.3	J-36	0.3	J-59	0.3
J-14	0.3	J-37	0.3	J-60	0.3
J-15	0.3	J-38	0.3	J-61	0.3
J-16	0.3	J-39	0.3	J-62	0.3
J-17	0.4	J-40	0.3	J-63	0.3

Suite du Tableau VIII.1 :

nœud	Concentration calcule (mg/L)	nœud	Concentration calcule (mg/L)	nœud	Concentration calcule (mg/L)
J-18	0.4	J-41	0.3	J-64	0.3
J-19	0.3	J-42	0.3	J-65	0.3
J-20	0.4	J-43	0.3	J-66	0.3
J-21	0.4	J-44	0.3	J-67	0.3
J-22	0.4	J-45	0.3	J-68	0.3
J-23	0.4	J-46	0.3	J-69	0.3
J-24	0.3	J-47	0.3		
J-25	0.4	J-48	0.3		

Figure VIII.1: les différents facteurs de dégradation de qualité d'eau.



**Conclusion :**

- On observe que d'après malgré la concentration initial est faible au niveau du réservoir, celle que atteint les nœuds reste élevé entre (0,3—0,4) mg/l, a cause de les vitesses fortes dans les tronçons qu'implique que l'eau a un temps de séjours court qui résulte une petite perte de chlore au route
- Le chlore est très efficace pour la désinfection mais avec des quantités bien étudiées, (dans la plus part des temps en le déterminé en fonction des vitesses), si on ajoute des quantités élevé elles peuvent engendre une toxicité chez les abannes.

## CONCLUSION GENERALE

A partir de notre diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ben-Salah, nous avons pu identifier les anomalies qui empêchent le bon fonctionnement de ce dernier, et par la suite, de pouvoir proposer des solutions techniques qui peuvent remédier à ces problèmes.

Dans ce mémoire, mon travail consiste à récolter toutes les données qui concernent le réseau existant ainsi que l'ouvrage de stockage, ensuite le calcul hydraulique de la chaîne de distribution.

A la lumière de cette étude, je me permets de conclure qu'après avoir estimé les besoins actuels en eau, que notre réseau ne peut répondre à la demande de la ville de Ben-Salah que se soit à l'état actuel ou pour l'horizon 2040.

Cela revient essentiellement à :

- Le mal dimensionnement de quelques nouvelles conduites de distribution.
- La vétusté de la plus part des conduites constituant le réseau.

De plus, nous n'avons constaté également que le nombre de la population à augmenté de plus que deux fois à l'horizon d'étude (2040). Pour remédier à ces phénomènes, et après avoir diagnostiqué le réseau existant. Nous avons :

- Projeté un nouveau réseau qui répondra au futur demande,
- L'implantation d'un nouveau réservoir de stockage a les mêmes caractéristiques de l'existant (réservoir jumelé), pour satisfaire stockage futur.
- L'implantation des accessoires d'une manière bien étudiée, pour la meilleure gestion de notre réseau
- Immobilise d'autres sources (souterrain, ou superficielle), pour couvrir le déficit à moyen et à long terme.

Enfin, j'espère que ce modeste travail servira comme une référence pour étude du diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ben-Salah.

## Références Bibliographiques

**[1] SALAH Boualem**

Polycopé Cours d'alimentation en eau potable : ENSH 1993

**[2] Lyonnaise des eaux**

Memento technique de l'eau  
Tome I, 9<sup>ème</sup> édition 1989 Degremont France.

**[3] Armondo LANCASTRE**

Hydraulique générale  
EYROLLES 1999 Paris

**[4] Eric Drouart et Jean- Michel Vouillamoz**

Alimentation en eau des populations menacées  
Hermann Editeur des sciences et des arts PARIS 1999

**[5] Site Internet :**

1. [www.google.com](http://www.google.com)
2. [www.bently.com](http://www.bently.com)

**[6] DUPONT**

Hydraulique urbaines (Exercices et projets )  
Edition EYROLLES Paris 1980

**[7] Honic**

Catalogue des accessoires hydrauliques  
Paris, France

**[8] Jean-luc CELERIER et Jean-Antoine FABY. Rédigé par et Mis à jour par Ghislain LOISEAU et Catherine JUERY**

la dégradation de la qualité de l'eau potable dans les réseaux

## Annexe :

**Tableau n° VII.1: Répartition du débit maximum journalier**

Heure	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	<b>10000</b> à <b>50000</b>	50000 à 100000	Plus de 100000	Agglomération rurale
0-1	1	<b>1.5</b>	3	3.35	0.75
1-2	1	<b>1.5</b>	3.2	3.25	0.75
2-3	1	<b>1.0</b>	2.5	3.3	1
3-4	1	<b>1.5</b>	2.6	3.2	1
4-5	2	<b>2.5</b>	3.5	3.25	3
5-6	3	<b>3.5</b>	4.1	3.4	5.5
6-7	5	<b>4.5</b>	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	<b>5.5</b>	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	<b>6.25</b>	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	<b>6.25</b>	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	<b>6.25</b>	4.8	4.85	6
11-12	5.5	<b>6.25</b>	4.7	4.60	8.5
12-13	7	<b>5</b>	4.4	4.60	8.5
13-14	7	<b>5</b>	4.1	4.55	6
14-15	5.5	<b>5.5</b>	4.2	4.75	5
15-16	4.5	<b>6</b>	4.4	4.70	5
16-17	5	<b>6</b>	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	<b>5.5</b>	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	<b>5</b>	4.5	4.40	6
19-20	5	<b>5.5</b>	4.5	4.30	6
20-21	4.5	<b>4</b>	4.5	4.30	6
21-22	3	<b>3</b>	4.8	3.75	3
22-23	2	<b>2</b>	4.6	3.75	2
23-24	1	<b>1</b>	3.3	3.70	1

**Tableau n° VII.5 : le choix de diamètre en fonction de débit.**

Passage conditioner D (mm)	Débit d'eau limite Q (l/s)
50	< 2.19
75	2.2 à 5.2
100	5.2 – 8.4
125	8.4 – 13.3
150	13.3 – 22.4
200	22.4 – 40.6
250	40.6 – 65.3
300	65.3 – 96
350	96 – 132
400	132 – 175
450	175 – 227
500	227 – 313
600	313 – 461
700	461 – 642
800	642 – 857
900	857 – 1110
1000	1110 – 1532
1200	1532 - 3730