

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Bouinan <<5000 logements>> (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-18

APA Citation (توثيق APA):

Yahia, Ayoub (2018). Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Bouinan <<5000 logements>> (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la  
nouvelle ville de BOUINAN <<5000 logements>> (W.Blida)**

**Présenté Par :**

**M<sup>r</sup>.YAHIA Ayoub**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> SALAH Boualem	Professeur	Président
M <sup>me</sup> MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> AMMOUR Fadhila	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> KAHLERRAS Malika	M.A.A	Promotrice

**Session JUIN- 2018**

# DEDICACE

## Je Dédie ce modeste travail

*Spécialement à mes très chères parents pour leurs Sacrifices, leurs amour, leurs*

*Aide et leurs soutien et me voir ainsi arriver à ce*

*Que je suis devenu aujourd'hui.*

*À mes très chères sœurs et mon frère ;*

*À mes très chères TAIMA , BARA'A , GHAIÛH et DJANA*

*À mes frères coupins de chambre C306 ;*

*À mes amis de Ain Nechema , Ben Azzouz ;*

*À mes amis de l'EPST ;*

*À tout mes amis (es) de l'école.*

# AYOUB



# REMERCIEMENT

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

*Mes remerciements à mes très chères parents... Je remercie fortement mon promotrice : M<sup>me</sup> M. KAHLERAS de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Par la même occasion je remercie mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

*Mes remerciements vont également à : Ammar et les membres de bureau d'étude CECC, Morad de DRE et tous mes amis*

*À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager*

*Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.*

*Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*AVOUB*

# ملخص

بعد عرض المنطقة ، و تقييم احتياجاتها من مياه الشرب ، لهذا قمنا بدراسة وتطوير نظام مناسب لتزويد المدينة الجديدة بوينان ولاية البليدة بمياه الشرب.

تم تنفيذ دراستنا وفقاً للمراحل التالية:

- دراسة شبكة التوزيع للمدينة المذكورة من أجل تحقيق اكتفاء التجمع السكاني نوعياً وكمياً.
- دراسة كيفية إيصال المياه ، مع الأخذ بعين الاعتبار للعوامل التقنية والاقتصادية.
- دراسة وسائل حماية الأنابيب ضد الظاهرة الانتقالية "مطرقة الماء".
- وأخيراً ، انهينا مشروعنا هذا باقتراح مختلف التدابير المتخذة لإنجاح تنفيذه.

# Résumé

Après avoir présenté la région l'objet de notre étude et évalué ses besoins en eau potable, nous avons étudié et développé un système approprié pour l'alimentation de la nouvelle ville de Bouinan (W.Blida) en eau potable afin de couvrir ses futurs besoins. Notre étude est effectuée selon les étapes suivantes :

Etude et dimensionnement du réseau de distribution de la dite ville afin de satisfaire notre agglomération qualitativement et quantitativement.

Etude de l'adduction, tenant compte des facteurs technique et économique vue que ces deux paramètres sont reliés.

Ensuite, nous avons étudié les moyens pour la protection des conduites contre le phénomène transitoire appelé "coup de bélier". Enfin, nous adressons à l'achèvement du projet les différentes mesures prises pour bien mener notre projet.

# Abstract

After having presented the region the subject of our study and evaluate its drinking water needs , we studied and developed an appropriate system for meeting the new town of Bouinan , city of Blida, with drinking water in order to accomodate its future needs. Our study is carried out according to the following four steps:

studying and dimensioning the distribution network of the town in order to satisfy the agglomeration qualitatively and quantitatively, examining the adduction taking into account the connected technical and economic factors, looking for ways to protect the pipes against the transitory phenomenon called "water hammer" and finally taking various measures to successfully acheive our project.

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de la nouvelle ville de Bouinan

Figure I-1 : localisation de la ville de Bouinan .....	1
Figure I-1 : carte de situation de la ville nouvelle de Bouinan .....	2
Figure 0-1 : Variation des Précipitations moyennes mensuelle période 1990-2016.....	5
Figure I-2 : Implantation des forages projetés du champ de captage de Khodem .....	6

## Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau

Figure III-1 : Graphe de consommation .....	21
Figure III-2 : courbe intégrale .....	22

## Chapitre IV : Le réseau de distribution

Figure IV-1- perte de charge entre deux noeuds .....	47
--	----

## Chapitre V : Les Réservoirs

Figure V-1 : conduite d'adduction.....	77
Figure V-2 : conduite de distribution .....	78
Figure V-3 : Matérialisation de la réserve d'incendie .....	79

## Chapitre VI : Adduction

Figure VI-1 cout total(frais d'amortissement+frais d'exploitation) en fonction du diamètre.....	98
---	----

## Chapitre VII : Etude de pompage

Figure VII.1 :Les courbes caractéristiques de la pompe de la SP de type MEC-AZRBH 2/125A..	102
Figure VII-2: Point de fonctionnement de la pompe .....	104

## **Chapitre IX : Les surpresseurs**

Figure IX-5 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec V006/08 B .....	120
Figure IX-6 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec V010/04 B.....	121
Figure IX-7 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec V002/05 B .....	123

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre I : Présentation de la nouvelle ville de Bouinan**

Tableau I-1 : Coordonnées des limites de la ville nouvelle de Bouinan .....	1
Tableau I-2 : Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010 (ONM).....	3
Tableau I-3 : Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016) .....	4
Tableau I-4 : Les coordonnées UTM des forages projetés de Khodem .....	7

### **Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération**

Tableau II-1 : besoins en eau domestiques .....	10
Tableau II-2 : besoins en eau administratifs et publics .....	11
Tableau II-3 : besoins en eau sanitaires .....	11
Tableau II-4 : besoins en eau socioculturels .....	12
Tableau II-5 : besoins en eau scolaires .....	12
Tableau II-6 : besoins totaux en eau .....	13

### **Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau**

Tableau III-1 : débits maximums journaliers .....	15
Tableau III-2 : débits minimums journaliers .....	16
Tableau III-3 : variation du coefficient $\beta_{\max}$ .....	17
Tableau III-4 : variation du coefficient $B_{\min}$ .....	18
Tableau III-5 : détermination de la variation des débits horaire .....	20

### **Chapitre IV : Le réseau de distribution**

Tableau IV-1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	26
--	----

Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) .....	36
Tableau IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe) .....	49
Tableau IV-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe) .....	55
Tableau IV-5: caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+incendie) .....	61
Tableau IV-6 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+incendie) .....	67

## **Chapitre VI : Adduction**

Tableau V-1 : calcul de la capacité du réservoir d'alimentation .....	82
Tableau VI-1 : données de départ .....	87
Tableau VI-2 : ouvrage de production .....	88
Tableau VI-3 : canalisation .....	89
Tableau VI-4. : Diamètres nominaux PE100 ( PN16) .....	89
Tableau VI-5 : frais d'amortissement .....	94
Tableau VI-6 : calcul de la hauteur manométriques totale (Hmt) .....	95
Tableau VI-7 : consommation en KWH et prix de l'exploitation .....	97
Tableau VI-8 : bilan .....	98
Tableau VI-9 : Caractéristiques du tronçon AB .....	99

## **Chapitre VII : Etude de pompage**

Tableau VII-1 : Débit et HMT de la station de pompage .....	101
Tableau VII-2 : Variantes pour le choix du type de pompe de la station de pompage .....	102
Tableau VII-3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement .....	103
Tableau VII-4:Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .....	107

# Liste des planches

**Planche 01** : Plan de masse avec réseau projeté .

**Planche 02** : Profile en long de la conduite principale entre les nœuds 1-n55 .

**Planche 03** : Les accessoires dans un réseau d'alimentation d'eau potable .

**Planche 04** : Equipement du réservoir .

**Planche 05** : Profile en long de la conduite d'adduction .

**Planche 06** : Détail des noeuds .

# Sommaire

## Chapitre I : Présentation de la nouvelle ville de Bouinan

Introduction :	1
I-1- Situation géographique :	1
I-2- Situation actuelle :	2
I-3- Situation topographique :	2
I-4 -Situation géologique :	3
I-5- Situation climatologique	3
I-5-2- Température :	3
I-5-3- Humidité :	3
I-5-4- Le vent :	3
I-6- Situation géologique :	4
I-7- Sismicité :	4
I-8-Pluviométrie :	4
I-9- Hydrographie :	5
I-10- Présentation hydraulique :	5
Conclusion	7

## Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Introduction :	8
II -1- Evaluation de la population pour l'horizon d'étude 2048:	8
II-2- Catégories des besoins:	8
II-3-normes unitaires de la consommation :	8
II-4- Détermination de la consommation moyenne journalière	9

II-5- Evaluation des besoins en eau : .....	9
II-5-1- Besoins en eau domestiques : .....	9
II-5-2- Besoins en eau collectifs .....	11
II-5-2-1- Besoins en eau administratifs et publics: .....	11
II-5-2-2- Besoins en eau sanitaires : .....	11
II-5-2-3- Besoins en eau socioculturels : .....	12
II-5-2-4- Besoins en eau scolaires : .....	12
II-6- Récapitulation des besoins en eau de la nouvelle ville : .....	13
Conclusion : .....	13

### **Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau**

Introduction : .....	14
III-1- Variation de la consommation : .....	14
III-2- Etude de la variation des débits journaliers : .....	14
III-3- Calcule des débits journaliers : .....	15
III-3-1-débits maximums journaliers : .....	15
III-3-2- Pertes du réseau : .....	16
III-3-3- débits minimums journaliers : .....	16
III-4- Calcule des débits horaires : .....	16
III-4-1- 1 <sup>ère</sup> méthode : .....	16
III-4-1-1- Débit moyen horaire : .....	16
III-4-1-2- Débit maximum horaire: .....	17
III-4-1-3- Débit minimum horaire: .....	18
III-4-2- 2 <sup>ème</sup> méthode: .....	19
III-4-2-1- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants : .....	19
Conclusion : .....	22

## Chapitre IV : Le réseau de distribution

Introduction :	23
IV-1-Classification des réseaux de distribution :	23
IV-1-1 -Réseau ramifié :	23
IV-1-2- Réseau maillé :	23
IV-1-3-Réseau étagé:	23
IV-2- Conception d'un réseau :	24
IV-3- Principe du tracé du réseau maillé :	24
IV-4-Calcul hydraulique du réseau maillé:	24
IV -5- Détermination des débits:	24
IV-5-1-débit spécifique: :	24
IV-5-2-débit en route: :	25
IV-5-3-débits aux nœuds: :	25
IV-6-Calcul des débits :	25
IV-6-1-Cas de pointe :	25
IV-6-2- Cas de pointe + incendie :	25
IV-7-Calcul hydraulique du réseau de distribution :	45
IV-7-1-Méthode du calcul :	45
IV-7-1-1- 1 <sup>ère</sup> loi : loi des nœuds:	45
IV-7-1-2- 2 <sup>ème</sup> loi : loi des mailles :	45
IV-7-2-Principe de la méthode de HARDY-CROSS :	46
IV-8-Calcul de réseau :	47
IV-8-1- Qu'est ce que EPANET.....	47
IV-8-2- Principe hydraulique régissant les calculs du logiciel :	47
IV-8-4-Répartition définitive des débits et des pressions :	48
IV-8-4-1- Cas de pointe :	48
IV-8-4-2- Cas de pointe + incendie :	61

IV-9- Interprétation des Résultats :	73
IV-10- Equipement du réseau de distribution :	73
IV-10- 1- Type de canalisation :	73
IV-10- 2- Equipement d'incendie :	73
IV-10- 3- Critères techniques :	73
IV-10- 4- Pression :	73
Conclusion :	74

## **Chapitre V : Les Réservoirs**

Introduction :	75
V-1- Rôles des réservoirs :	75
V-2-Emplacement des réservoirs :	75
V-3-classification des réservoirs :	76
V-4-principe de la construction :	76
V-5- choix de la forme du réservoir :	76
V-5- 1-Formes :	76
V-5- 2- Hauteur d'eau :	77
V-6- Equipements du réservoir :	77
V-6-1- Conduite d'adduction :	77
V-6-2- Conduite de distribution :	78
V-6-3- Conduite du trop-plein :	78
V-6-4- Conduite de vidange :	78
V-6-5- Conduite BY-PASS :	79
V-6-6- Matérialisation de la réserve d'incendie :	79
V-7-Détermination de la capacité des réservoirs:	80
V-7-1-Principe du calcul :	80

V-7-1-1-La méthode analytique.....	80
V-7-1-2-Méthode graphique.....	80
V-8-Dimensions des réservoirs:.....	83
V-8-1-Calcul du diamètre du réservoir :.....	83
V-8-2-Hauteur de la réserve d'incendie :.....	83
Conclusion :.....	84

## **Chapitre VI : Adduction**

Introduction :.....	85
VI-1- Notions générales sur les adductions :.....	85
VI -1-1- définition :.....	85
VI-1-2- Type d'adduction :.....	85
VI-1-2-1-Adduction gravitaire :.....	85
VI-1-2-2-Adduction par refoulement :.....	85
VI-1-2-3 -Adduction mixte :.....	86
VI-1-3-Type d'écoulement :.....	86
VI-1-3-1-Ecoulement à surface libre :.....	86
VI-1-3-2-Ecoulement en charge :.....	86
VI-2- Etude d'adduction :.....	86
VI-3- Dimensionnement de la conduite d'adduction (station de pompage- réservoir ) :.....	87
VI-3-1- Définition du système :.....	87
VI-3-2- Choix du tracé :.....	87
VI-3- 3- Modèle de calcul:.....	87
VI-3-4- Canalisation :.....	88
VI-3-5- Symbolique :.....	89
VI-4- Dimensionnement du tronçon AB :.....	89
VI-4-1 Diamètre économique :.....	90

VI-4-2-Etude technico-économique de l'adduction : .....	91
VI-4-3-Pertes des charges : .....	91
VI-4-3-1-Pertes de charges linéaires : .....	92
VI-4-3-2-Pertes de charges singulières : .....	92
VI-4-4- Frais d'amortissement : .....	93
VI-4-5- Frais d'exploitation : .....	94
VI-4-5-1-Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe : .....	96
VI-4-5-2-Frais d'exploitation : .....	96
VI-4-6- Bilan : .....	97
Conclusion : .....	99

## **Chapitre VII : Etude de pompage**

Introduction : .....	100
VII-1-Définition .....	100
VII-2-choix du type d'installation : .....	100
VII-3- choix de la pompe : .....	100
VII-3-1-Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe : .....	100
VII-3-2-critères du choix du type de pompe : .....	101
VII-4-Courbes caractéristiques des pompes : .....	102
VII-5- Point de fonctionnement d'une pompe .....	103
VII-6-Courbe caractéristique de la conduite .....	103
VII-7-Modes de réglage .....	104
VII-7-1 Débit disponible > Débit appelé .....	104
VII-7-1-1- Réglage qualitatif : .....	104
VII-7-1-2- Réglage quantitatif : .....	104
VII-7-1-3- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : .....	105
VII-7-1-4-Diminution de temps de pompage : .....	105
VII-7-1-5- Changement du type de la pompe .....	105
VII-7-1-6- Rognage : .....	105

VII-7-2- Débit disponible < Débit appelé : .....	105
VII-7-2-1- Qualitatif : .....	105
VII-7-2-2- Changement de type de pompe. ....	106
VII-8-Choix du moteur électrique .....	106
VII-8-1-Critères de choix du moteur électrique .....	106
VII-8-2-Caractéristiques de moteur : .....	106
VII-9-Etude de la cavitation : .....	106
VII-10-Calage de la pompe.....	107
Conclusion : .....	109

## **Chapitre VIII : Lutte contre le coup de bélier**

Introduction : .....	110
VIII-1- les Causes du coup de bélier : .....	110
VIII -2-Les risques dus aux coups de bélier: .....	110
VIII -2-1- Fortes pressions: .....	110
VIII -2-2-Pression négative: .....	110
VIII -2-3-Fatigues des conduites: .....	110
VIII-3-Moyen de protection contre le coup de bélier : .....	110
VIII-3-1- Cheminée d'équilibre : .....	110
VIII-3-2- Soupape de décharge : .....	111
VIII-3-3- Volant d'inertie : .....	111
VIII-3-4- Réservoirs d'air : .....	111
VIII-4- Analyse physique du phénomène du coup de bélier : .....	111
VIII -5-Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier: .....	112
VIII-5-1-les caractéristiques de la conduite de refoulement: .....	113
VIII-5-2-Calcul de la célérité d'onde : .....	113

VIII-5-3-calcul du volume d'air :	113
Conclusion :	114

## **Chapitre IX : Les surpresseurs**

Introduction :	115
IX-1- Objectif :	115
IX-2- Définition de surpression :	115
IX-3- Définition d'un surpresseur :	115
IX-4- Ballon hydropneumatique:	115
IX-5- Type de surpresseur :	116
IX-5-1- A vitesse fixe :	116
IX-5-2- Surpresseur à vitesse variable :	116
IX-6- Raccordement de surpresseur :	116
IX-6-1 - Raccordement sur bache :	117
IX-6-2- Raccordement sur le réseau "eau de ville" :	117
IX-7- Constituants de station de surpresseur :	117
IX-8- Dimensionnement de groupe surpresseurs :	118
IX-9- Choix de la pompe de refoulement :	119
Conclusion :	123

## **Chapitre X : Gestion des Réseaux**

Introduction.....	124
X -1- But de la gestion.....	124
X -2-Entretien de Réseau :	124
X-2-1-Entretien curatif :	124
X- 2-2- Entretien préventif :	125

X- 2-2-1- Procédures de réhabilitation :	125
X- 2-2-2- Le remplacement :	125
X -3-Vieillessement d'un réseau :	125
X-3-1- Mauvais fonctionnement hydraulique du réseau :	125
X-3-1-1- Chute de pression.....	125
X-3-1-2- Fuites diffuses :	125
X-3-1-3- Rupture :	125
X-3-2-Dommages divers engendrés par le vieillissement d'une conduite :	125
X-3-2-1-Détérioration de la qualité de l'eau :	125
X-3-2-2- Fuites diffuses :	126
X-3-2-3- Rupture :	126
X-4-Défaillances des conduites :	126
X-4-1- Les fuites :	126
X-4-2- Les ruptures sur conduites :	126
X-5- Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux d'eau potable :	127
X-6- Gestion technique et suivi générale des installations :	127
X-7- Gestion des ouvrages de stockages :	127
X-7-1- Nettoyage des ouvrages de stockage .....	128
X-8-Contrôle de qualité de l'eau .....	128
X-8-1- Contrôle mensuel :	128
X-8-2- Contrôle semestriel .....	128
Conclusion. ....	128

# Introduction générale

# **Introduction générale :**

L'eau représente notre ressource naturelle la plus précieuse. Ayant une importance considérable pour le développement social et économique d'un pays. Elle est indispensable à tous les besoins humains fondamentaux, notamment : l'alimentation, l'eau potable, la santé et l'énergie.

Toutes les eaux présentes dans la nature, que ce soit sous forme de rivière, lacs, cours d'eau ou nappes phréatiques ne sont pas forcément potables pour l'homme. Une eau d'apparence claire peut transporter des substances inertes et vivantes, dans certaines peut être dangereuse pour l'homme. L'eau doit donc subir un traitement avant d'être consommée.

Sa gestion adéquate constitue le défi le plus urgent dans le domaine des ressources naturelles. Sans eau, nous n'aurions ni société, ni économie, ni culture, ni vie. De par sa nature même et ses usages multiples, l'eau est un sujet complexe. Même si l'eau constitue un enjeu mondial, les problèmes et les solutions se situent souvent à un niveau local.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau pour assurer les besoins de l'agglomération à l'horizon.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude du système d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de BOUINAN (wilaya de BLIDA).

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par une présentation de la nouvelle ville, l'estimation des besoins en eau, l'étude des caractéristiques de la consommation en eau, le réservoir du réseau de distribution, l'adduction à partir des forages, le pompage, le coup de bélier, les surpresseurs et la gestion du réseau.

# Chapitre I :

## Présentation de la nouvelle ville de Bouinan

## Introduction :

Ce chapitre a pour but de faire une présentation générale de la zone d'étude à savoir :

### I-1- Situation géographique :

La nouvelle ville de Bouinan est limitée au Nord par Boufarik, au Sud par les piémonts, à l'Est par Bougara et à l'Ouest par la commune de Soumaa .

**Tableau I-1** : Coordonnées des limites de la ville nouvelle de Bouinan

Orientations	X	Y
Nord - Est	501 949	4 044 184
Nord - Ouest	495 701	4 044 184
Sud - Est	501 949	4 040 384
Sud - Ouest	495 701	4 040 384

source : DRE Blida (2018)

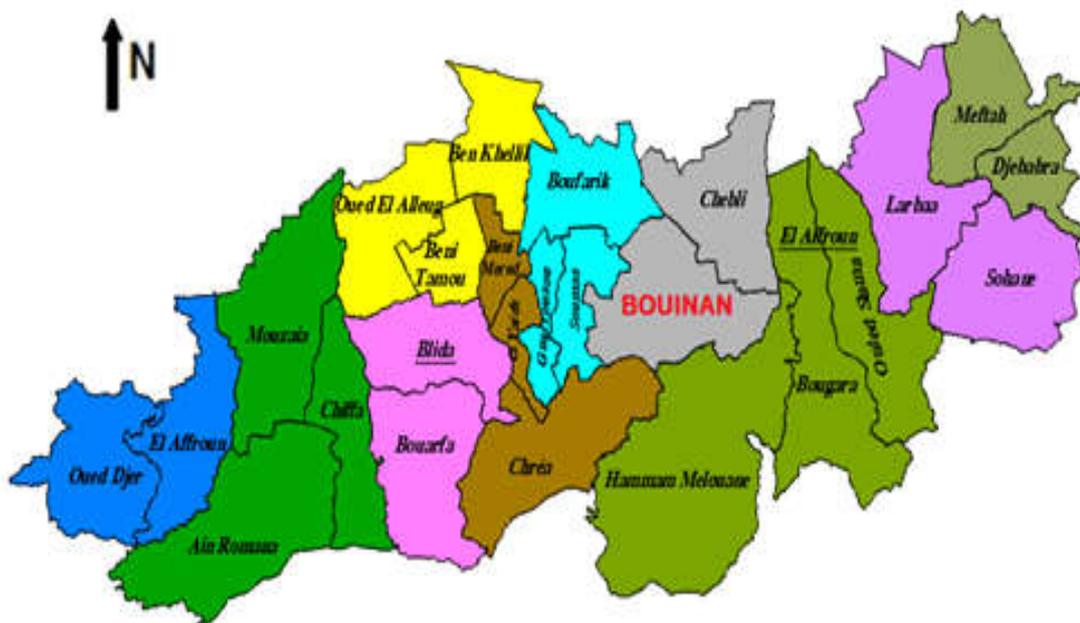


Figure I-1 : localisation de la ville de Bouinan

source : DRE Blida (2018)

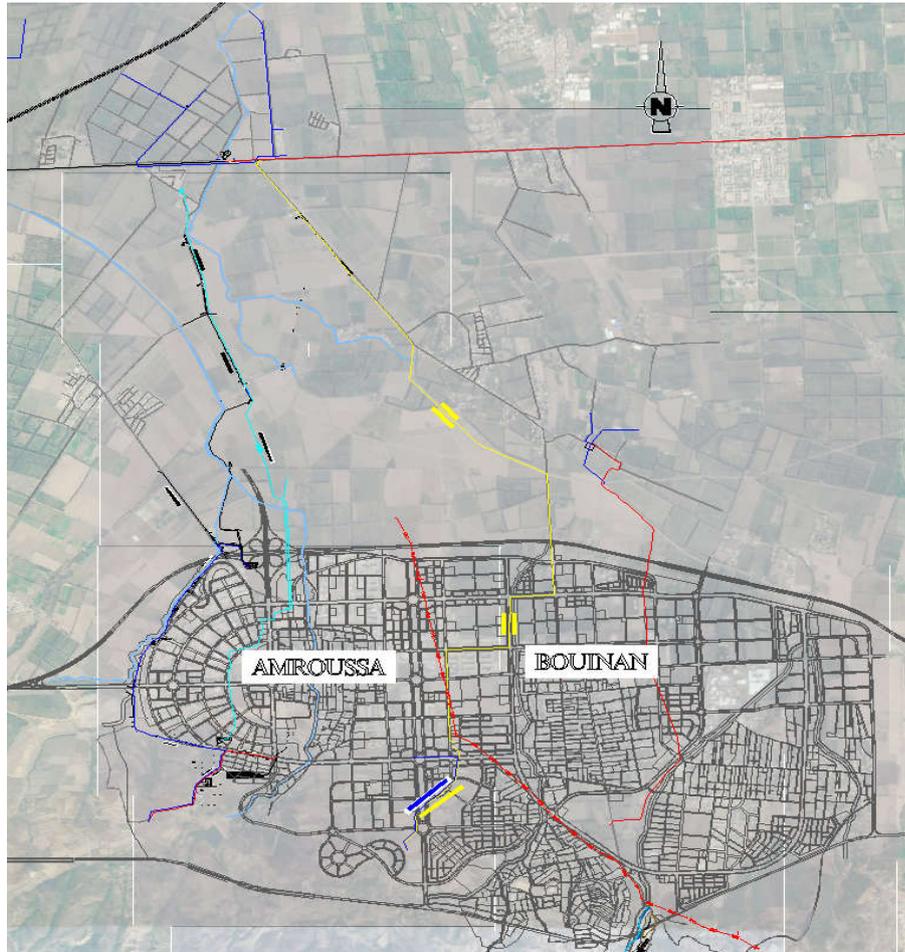


Figure I-1 : carte de situation de la ville nouvelle de Bouinan

source : DRE Blida (2018)

### **I-2- Situation actuelle :**

La ville de Bouinan se compose de 185 bâtiments (150 bâtiments R+5 , 26 bâtiments R+9 , 9 bâtiments R+14 ) , elle est localisée sur des sites de plaine .

### **I-3- Situation topographique :**

La nouvelle ville de Bouinan est située sur l'Atlas blidiéen, elle se divise en deux zones : zone plaine de basse dénivelée et zone collinaire de haute dénivelée , l'altimétrie du site se situe entre les cotes topographiques de 69.12 m et de 100.85 m.

Vu ces conditions topographiques on admet un réseau à écoulement gravitaire.

## I-4 -Situation géologique :

La nouvelle ville de Bouinan fait partie de la Mitidja, alors sa nature géologique est très riche par des terres fertiles constituée essentiellement par les alluvions (argile, limon, sable), se sont les terres les plus fertiles de la Mitidja, représentant plus de 50% de sa composition géologique, ces terres sont les plus favorables pour les exploitations agricoles.

## I-5- Situation climatologique :

### I-5-1- Le climat :

Par sa situation géographique, la ville de Bouinan a un climat méditerranéen semi-aride . Les mois les plus froid sont janvier et février, les plus chauds sont juillet et aout.

### I-5-2- Température :

Les observations effectuées à la station de Dar El Beida sont les plus complètes et les plus régulières. Elles sont représentatives de la Mitidja orientale.

**Tableau N° I- 2 : Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010 (ONM)**

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyenne interannuelle
Moy	23,57	20,12	15,44	12,5	11,13	11,65	13,25	15,05	18,33	22,25	25,2	26,11	17.88
Min	17,6	14,2	10	6,9	5,6	5,1	7,1	9,4	13	16,5	19	20,1	12.04
Max	29,54	26,04	20,88	18,1	16,66	18,2	19,4	20,7	23,66	28	31,4	32,12	23.72

**Source : ANRH Blida (2017)**

On peut distinguer dans cette série deux périodes :

- Une période froide s'étalant depuis Novembre jusqu'à Avril .
- Une période chaude s'étalant de Mai jusqu'à Octobre .

La température a une influence important sur la viscosité de l'eau.

### I-5-3- Humidité :

L'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80% dans la zone d'étude.

**I-5-4- Le vent :**

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction Ouest - Nord Ouest dans la période allant du mois d'octobre au mois de Mai, et d'Est-Sud Est de Juin à septembre avec une vitesse de 3,6 km/h.

**I-6- Situation géologique :**

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser.

Les faciès géologiques du périmètre d'étude sont formés d'une épaisse couche de sédiments alluvionnaires , quaternaires d'alluvions des terrasses basses, et des terrasses de vallées.

La partie sud est occupé par des montagnes qui ont une composition géologique variable : des roches constituées d'argiles, de marnes, de grès et de quartzites.

**I-7- Sismicité :**

La ville de Bouinan se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen , c'est une zone à moyenne séismicité.

**I-8-Pluviométrie :**

Les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 26 ans (1990-2016) pour la stations (Soumâa), Sont obtenues en faisant la somme de tous les mois des années d'observation et en calculant la moyenne par la suite.

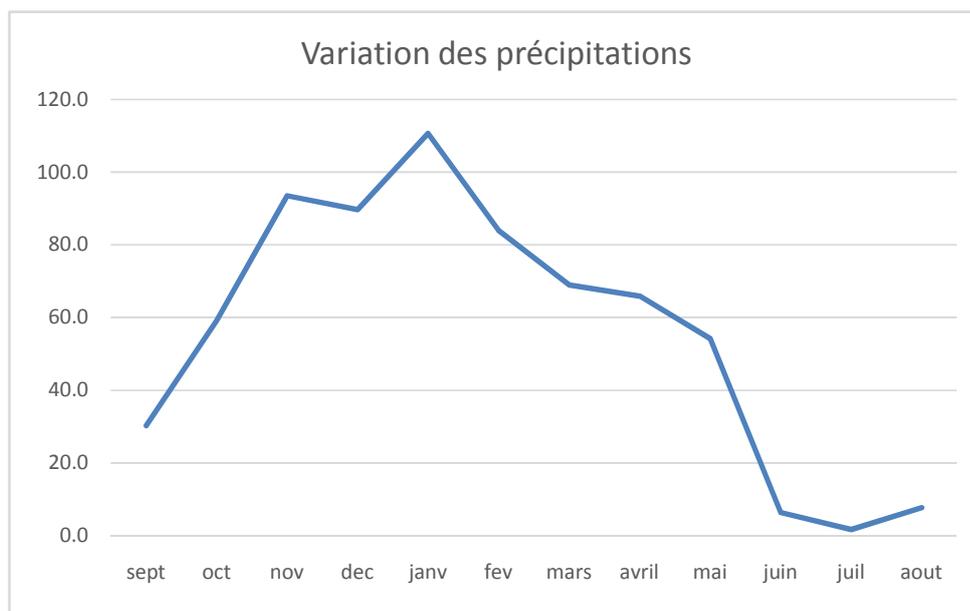
**Tableau I-3 :** Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016)

	<b>Sept</b>	<b>Oct.</b>	<b>Nov.</b>	<b>Dec</b>	<b>Janv</b>	<b>Fev</b>	<b>Mars</b>	<b>Avril</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juil</b>	<b>Aout</b>
<b>P (mm)</b>	30.2	59.2	93.5	89.8	110.7	84.1	69.0	65.9	54.2	6.4	1.7	7.7

Source : ANRH de Blida (2017)

L'analyse des variations des précipitations (figure I-3) montre que la période pluvieuse s'étalant du mois de Novembre au mois de Février avec un maximum de 110.7mm au mois de Janvier.

Les mois de juin, juillet et Aout sont les plus secs, avec un minimum de précipitation au mois de Juillet.



**Figure 0-1** : Variation des Précipitations moyennes mensuelle période 1990-2016

### **I-9- Hydrographie :**

Le réseau hydrographique du site de la nouvelle ville est constitué d'oueds de Magtaa lazreg. Ces oueds ont un débit presque nul durant la saison sèche, mais durant la saison des pluies leurs débits augmentent Considérablement en charriant des terres et du sable. Une partie importante de ces eaux s'infiltré dans le sol notamment au niveau de la zone de plaine.

Sur la base des observations menées sur le site du projet, La période des pluies la plus importante s'étale de novembre à février.

### **I-10- Présentation hydraulique :**

Dans cette étude, il est question de réaliser une adduction principale :

L'adduction en eau potable à partir du nouveau champ de captage de Khodem (délimité par le chemin de fer au Nord, par la route national RN61 au Sud, Haouche Ouled Khodem à l'Est et Haouche Souk Ait Ali à l'Ouest) jusqu'au nouveau réservoir de la ville nouvelle de Bouinan.

Les principales taches à faire sont :

1. Un nouveau système de collecte des eaux au niveau du champ de captage de Khodem,
2. Une conduite de refoulement du champ de captage jusqu'à la station de pompage de la ville nouvelle de Bouinan
3. Vérification par la simulation hydraulique de déviation de la conduite de refoulement du champ de captage vers la station de pompage .
4. De la conduite de refoulement jusqu'au nouveau réservoir projeté de la ville nouvelle .

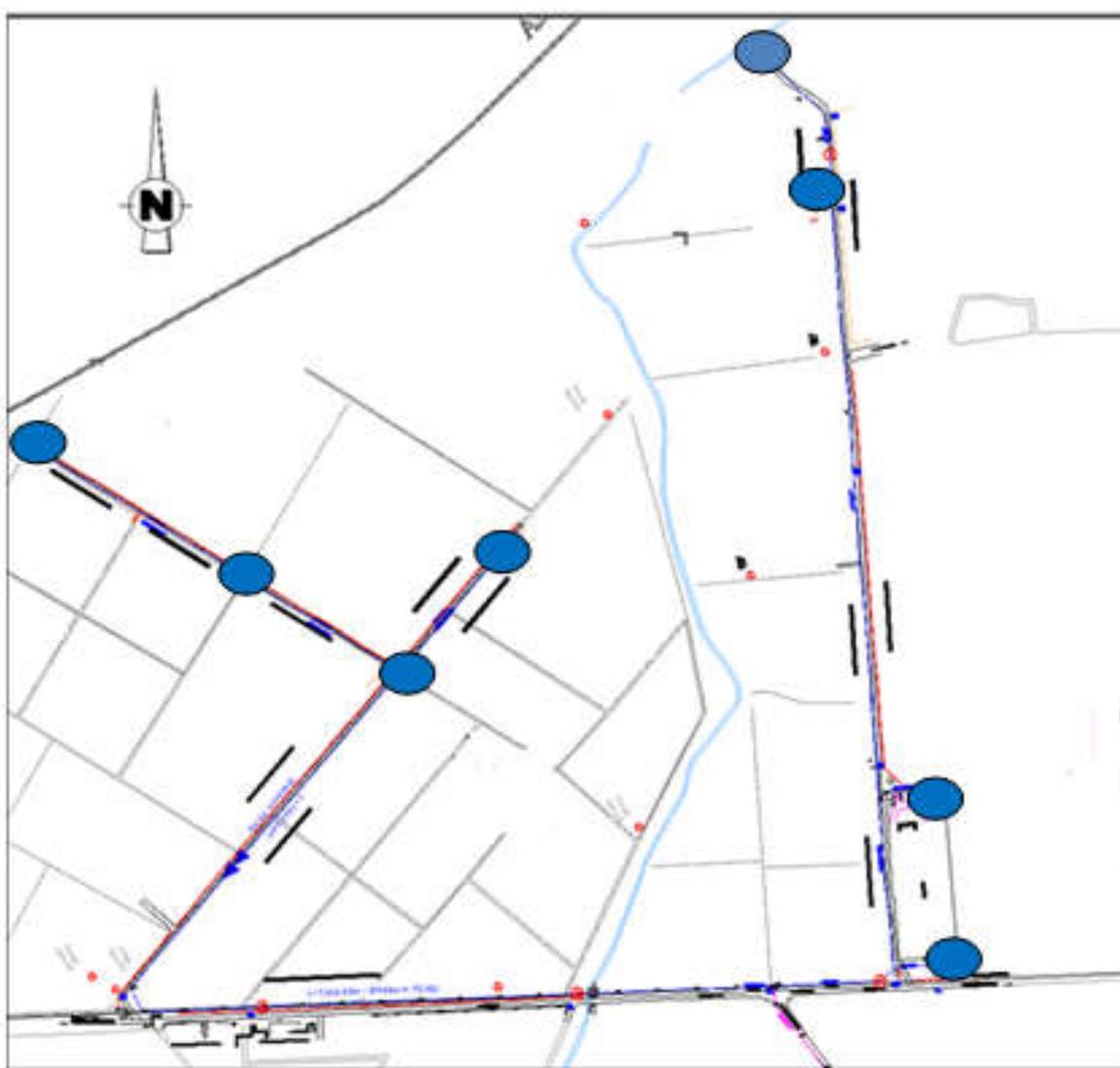


Figure I-2 : Implantation des forages projetés du champ de captage de Khodem

source : DRE Blida (2018)

Tableau I-4 : Les coordonnées UTM des forages projetés de Khodem

<b>Forages projetés</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>CTN m</b>	<b>Niveau dynamique m</b>	<b>Q l/s</b>
<b>F1</b>	496 707 m E	4 049 201 m N	45.81	-27.81	15
<b>F2</b>	496 810 m E	4 048 998 m N	44.65	-25.35	15
<b>F3</b>	496 986 m E	4 048 093 m N	47.84	-22.16	15
<b>F4</b>	497 008 m E	4 047 849 m N	48.66	-21.34	20
<b>F5</b>	496 195 m E	4 048 284 m N	46.03	-23.97	15
<b>F6</b>	496 351 m E	4 048 461 m N	45.58	-24.42	20
<b>F7</b>	495 977 m E	4 048 428 m N	44.91	-25.09	15
<b>F8</b>	495 661 m E	4 048 621 m N	43.71	-26.29	15

source : DRE Blida (2018)

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu sur la nouvelle ville de Bouinan, Connaissant la topographie, le climat , l'hydrographie . Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qu'est la conception du réseau de la nouvelle ville .

## Chapitre : II

# Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

## **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 (évolution de la population, des équipements sanitaires, équipements industrielles et du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à l'autre.

## **II -1- Evaluation de la population pour l'horizon d'étude 2048:**

La nouvelle ville va être urbanisée en 2018 , le taux d'occupation pour l'horizon d'étude 2048 est sept (07) personnes par logement , ce qui fait :

on a 5000 logements , et le taux d'occupation est 7 personnes par logement :

$$P = 5000 \times 7 = 35000 \text{ habitants}$$

## **II-2- Catégories des besoins:**

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à une analyse de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la nouvelle ville de Bouinan il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins en eau :

- Besoins domestiques.
- Besoins commerciaux.
- Besoins collectifs (sanitaires, administratifs, éducations, publics socioculturels et sportifs .....).

## **II-3-normes unitaires de la consommation :**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de produits fabriqués, par tête d'animal, par véhicule.....

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager.

## II-4- Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours d'une année est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{q_i \cdot N_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

$N_i$  : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

$q_i$  : norme moyenne journalière de la consommation pour chaque catégorie ( $\text{l}/\text{j}/\text{unité}$ ).

## II-5- Evaluation des besoins en eau :

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

### ➤ Besoins domestique:

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

### ➤ Besoins publics:

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

### ➤ Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

### ➤ Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour soigner un malade , lavage des mains , lavage des chambres ,...etc.

➤ **Besoins socioculturels :**

On entend par besoins socioculturels , les quantités d'eau demandées par les mosquées, centres culturels, bibliothèques, crèches...etc.

**II-5-1- Besoins en eau domestiques pour l'horizon 2048 :**

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population. Selon les informations données par l'organisme de la nouvelle ville de Bouinan, pour la satisfaction des besoins en eau future on admet une dotation de 150 l/j/hab.

Les besoins en eau domestique sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau II-1:** besoins en eau domestiques

<b>Année</b>	<b>Nombre d'habitants</b>	<b>Dotation moyenne (L/j/hab)</b>	<b>Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j)</b>
2048	35000	150	<b>5250</b>

**II-5-2- Besoins en eau collectifs pour l'horizon 2048 :****II-5-2-1- Besoins en eau administratifs et publics:****Tableau II-2 :** besoins en eau administratifs et publics

<b>Equipements</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>unité</b>	<b>Q<sub>moyjn</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
Maison de jeune	1	15	200 personnes	3
Poste police de proximité	1	20	8 agent	0,2
Station de lavage	1	120	60 voiture	7.2
Abattoir	Bovin	500	12 têtes	6
	ovin	200	15 têtes	3
Hôtel	1	70	200 lit	14
<b>TOTAL</b>	/			<b>33,36</b>

**II-5-2-2- Besoins en eau sanitaires :****Tableau II-3 :** besoins en eau sanitaires

<b>Equipements</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>unité</b>	<b>Q<sub>moyj</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
polyclinique	1	20	106 patient	2.12
<b>TOTAL</b>	/			<b>2.12</b>

## II-5-2-3- Besoins en eau socioculturels :

Tableau II-4 : besoins en eau socioculturels

Equipements	Nombre	Dotation (l/j/unité)	unité	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Bibliothèque	1	15	87 lecteur	1.31
Mosquée	1	20	235 fidèle	4.7
Centre culturel	1	15	70 lecteur	1.05
Crèche	1	20	112 enfant	2.24
<b>TOTAL</b>		/		<b>9.3</b>

## II-5-2-4- Besoins en eau scolaires :

Tableau II-5 : besoins en eau scolaires

Equipements	Nombre	Dotation (l/j/unité)	unité	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Ecole primaire	5	20	1567 élève	31.34
CEM	2	20	762 élève	15.24
Lycée	2	20	965 élève	19.3
<b>TOTAL</b>		/		<b>65.88</b>

## II-6- Récapitulation des besoins en eau de la nouvelle ville pour l'horizon 2048 :

Après l'étude détaillée des besoins en eau de la nouvelle ville de Bouinan, on peut calculer le débit moyen journalier qui alimentera la nouvelle ville.

Les besoins totaux en eau sont donnés par Le tableau II-6

**Tableau II-6** : besoins totaux en eau

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
domestiques	5250
Administratifs et publics	33.35
sanitaires	2.12
socioculturels	9.31
scolaires	65.88
<b>TOTAL</b>	<b>5360.66</b>

### Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins en eau que nous avons effectuée dans ce chapitre, nous permet de calculer La consommation moyenne journalière qui est de **5360.66 m<sup>3</sup>/j** et qui sera consommée par la nouvelle ville de Bouinan au 2048 . Et ceci nous permettra dans le chapitre suivant de calculer les différents débits de dimensionnements.

# Chapitre : III

## Caractéristique de La consommation en eau

## **Introduction :**

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Dans ce chapitre on va essayer de connaître la variation des débits journaliers et horaires de la nouvelle ville.

### **III-1- Variation de la consommation :**

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

-Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie et de développement de l'agglomération.

-Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.

-Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.

-Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population durant la journée, tel que au levée du jour la consommation est faible et commence à augmenter d'une heure à l'autre jusqu'à la pointe.

### **III-2- Etude de la variation des débits journaliers :**

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{maxj}$ .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne. Ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée  $K_{minj}$ .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyj}} * K_{\max j} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyj}} * K_{\min j} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

$Q_{\text{moyj}}$  : débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\max j}$  : débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\min j}$  : débit minimum journalier (m<sup>3</sup>/j).

$K_{\max j}$  : coefficient d'irrégularité maximum, ce coefficient varie entre 1.1 et 1,3

Pour notre calcul nous prenons :

$K_{\max j} = 1,2$  pour les besoins domestiques.

$K_{\max j} = 1,1$  pour les autres besoins.

$K_{\min j}$  : coefficient d'irrégularité minimum, ce coefficient varie entre 0,7 à 0,9.

Pour notre calcul nous prenons :

$K_{\min j} = 0,8$  pour les besoins domestiques.

$K_{\min j} = 0,7$  pour les autres besoins.

### III-3- Calcul des débits journaliers :

#### III-3-1-débits maximums journaliers :

Les débits maximums journaliers sont résumés dans le Tableau III-01

**Tableau III-1** : débits maximums journaliers

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moyj}}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max h}$	$Q_{\max j}(\text{m}^3/\text{j})$
domestiques	5250	1.2	6300.00
Administratifs et	33.35	1.1	36.69
sanitaires	2.12	1.1	2.33
socioculturels	9.31	1.1	10.24
scolaires	65.88	1.1	72.47
TOTAL	5360.06		6421.73

**III-3-2- Pertes du réseau :**

- Puisque le réseau est tellement nouveau les pertes sont considéré entre 10% et 15% du débit maximum journalier  $Q_{\max j}$  :

$$Q_{\max j} = 6421.73 * 1.15 = 7384.99 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

**III-3-3- débits minimums journaliers :**

Les débits minimums journaliers sont résumés dans le Tableau III-02 :

**Tableau III-2** : débits minimums journaliers

<b>Catégorie des besoins</b>	<b><math>Q_{\text{moyj}}(\text{m}^3/\text{j})</math></b>	<b><math>K_{\text{minh}}</math></b>	<b><math>Q_{\text{minj}}(\text{m}^3/\text{j})</math></b>
domestiques	5250	0.8	4200
Administratifs et	33.35	0.7	23.345
sanitaires	2.12	0.7	1.484
socioculturels	9.31	0.7	6.517
scolaires	65.88	0.7	46.116
<b>TOTAL</b>	5360.06		4277.462

**III-4- Calcule des débits horaires :**

Pour la vérification des calculs des débits horaires on utilise deux méthodes.

**III-4-1- 1<sup>ère</sup> méthode :**

Cette méthode consiste à déterminer le débit moyen horaire, en suite on détermine les débits horaires maximum et minimum, on tient compte les coefficients horaires qui dépendant des caractéristiques de l'agglomération.

**III-4-1-1- Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyh}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{24} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Avec :

$Q_{\text{moyh}}$  : débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

$Q_{\text{maxj}}$  : débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

$$Q_{\text{moyh}} = \frac{7384,99}{24} = 307,71 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{moyh}} = 307,71 \text{ m}^3/\text{h} = 85,48 \text{ l/s}$$

### III-4-1-2- Débit maximum horaire:

Ce débit correspond à l'heure de pointe où la consommation est la plus importante durant la journée, on l'utilise pour le dimensionnement du réseau de distribution.

Le débit maximum horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{maxh}} = K_{\text{maxh}} * Q_{\text{moyh}} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Avec :-  $Q_{\text{maxh}}$  : débit maximum horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

-  $Q_{\text{moyh}}$  : débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

-  $K_{\text{maxh}}$  : coefficient maximum horaire

Le coefficient maximum horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{\text{maxh}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}}$$

$\alpha_{\text{max}}$  : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 1,2 à 1,4

On prend  $\alpha_{\text{max}} = 1,3$

$\beta_{\text{max}}$  : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donnée par le Tableau suivant :

**Tableau III-3** : variation du coefficient  $\beta_{\text{max}}$

<b>Population (hab) (<math>10^3</math>)</b>	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
<b><math>\beta_{\text{max}}</math></b>	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Vu le nombre d'habitant de la nouvelle ville qui est 35000 La valeur de  $\beta_{\max}$  correspondant est :  
 $\beta_{\max} = 1.15$

Donc :  $K_{\max h} = 1,3 * 1,15 = 1,5$

$Q_{\max h} = 1,5 * 307.71 = 461.56 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{\max h} = 128.21 \text{ l/s}$

### III-4-1-3- Débit minimum horaire:

Le calcul de ce débit est important pour le dimensionnement mécanique de la conduite et pour la détection des fuites.

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moyh}} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Avec : -  $Q_{\min h}$  : débit minimum horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

-  $Q_{\text{moyh}}$  : débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

-  $K_{\min h}$  : coefficient minimum horaire

Le coefficient minimum horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

$\alpha_{\min}$  : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 0,4 à 0,6

On prend  $\alpha_{\min} = 0,5$

$\beta_{\min}$  : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donnée par le Tableau suivant :

**Tableau III-4** : variation du coefficient  $B_{\min}$

<b>Population (hab) (<math>10^3</math>)</b>	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
$B_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Vu le nombre d'habitant de la nouvelle ville qui est 35000 hab ,La valeur de  $\beta_{\min}$  correspondante est :  $\beta_{\min}=0,607$

Donc :  $K_{\min h}=0,5*0,607=0,304$

$Q_{\min h}=0,304*307.71 = 93.54 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{\min h}= 25.98 \text{ l/s}$

### **III-4-2- 2<sup>ème</sup> méthode:**

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure, qui varient d'une agglomération à une autre en fonction du nombre d'habitants.

#### **III-4-2-1- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière et l'habitude quotidienne des habitants. La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (annexe III-1) .

Puisque le nombre d'habitants à l'horizon est 35000 hab . la répartition convenable est celle de la troisième colonne (**entre 10 001et 50 000hab**) .

**Tableau III-5** : détermination de la variation des débits horaire

Heurs	Qmaxj =7384.99 m <sup>3</sup> /j		Cumulé m <sup>3</sup> /j	
	Agglomération		Cumulé	
	(%)	(m3/h)	(%)	(m3/h)
0-1	1.5	110.77	1.5	110.77
1-2	1.5	110.77	3	221.55
2-3	1.5	110.77	4.5	332.32
3-4	1.5	110.77	6	443.10
4-5	2.5	184.62	8.5	627.72
5-6	3.5	258.47	12	886.20
6-7	4.5	332.32	16.5	1218.52
7-8	5.5	406.17	22	1624.70
8-9	6.25	461.56	28.25	2086.26
<b>9-10</b>	<b>6.25</b>	<b>461.56</b>	<b>34.5</b>	<b>2547.82</b>
10-11	6.25	461.56	40.75	3009.38
11-12	6.25	461.56	47	3470.95
12-13	5	369.25	52	3840.19
13-14	5	369.25	57	4209.44
14-15	5.5	406.17	62.5	4615.62
15-16	6	443.10	68.5	5058.72
16-17	6	443.10	74.5	5501.82
17-18	5.5	406.17	80	5907.99
18-19	5	369.25	85	6277.24
19-20	4.5	332.32	89.5	6609.57
20-21	4	295.40	93.5	6904.97
21-22	3	221.55	96.5	7126.52
22-23	2	147.70	98.5	7274.22
23-24	1.5	110.77	100	7384.99
TOTAL	100	7384.99	100	7384.99

D'après les valeurs de tableau précédent l'heure de pointe est située de 9h à 10h et le débit correspondant est :

$$Q_{\max h} = 461.56 \text{ m}^3/\text{h} = 128.21 \text{ l/s}$$

### Remarque :

Après l'utilisation des deux méthodes on a trouvé le même résultat par les deux méthodes pour le calcul de débit maximum et  $Q_{\max h} = 461.56 \text{ m}^3/\text{h}$ , ce qui nous donne une exactitude pour le dimensionnement de réseau de distribution.

Connaissant les débits en chaque heure nous pouvons tracer le graphe de consommation et la courbe intégrale de la consommation.

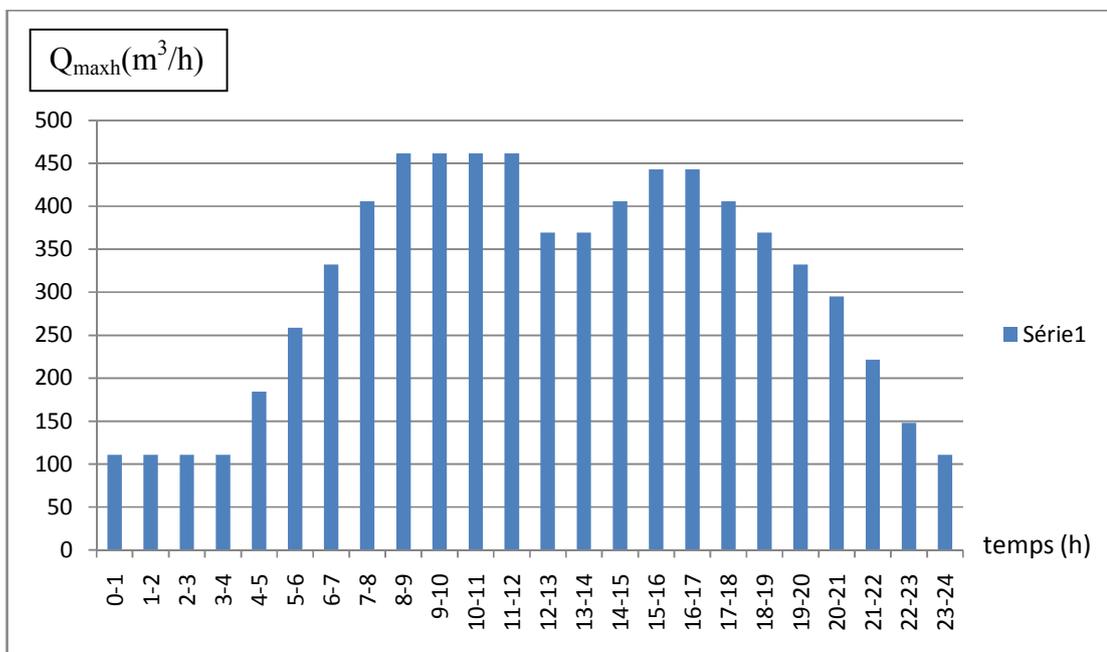


Figure III-1 : Graphe de consommation

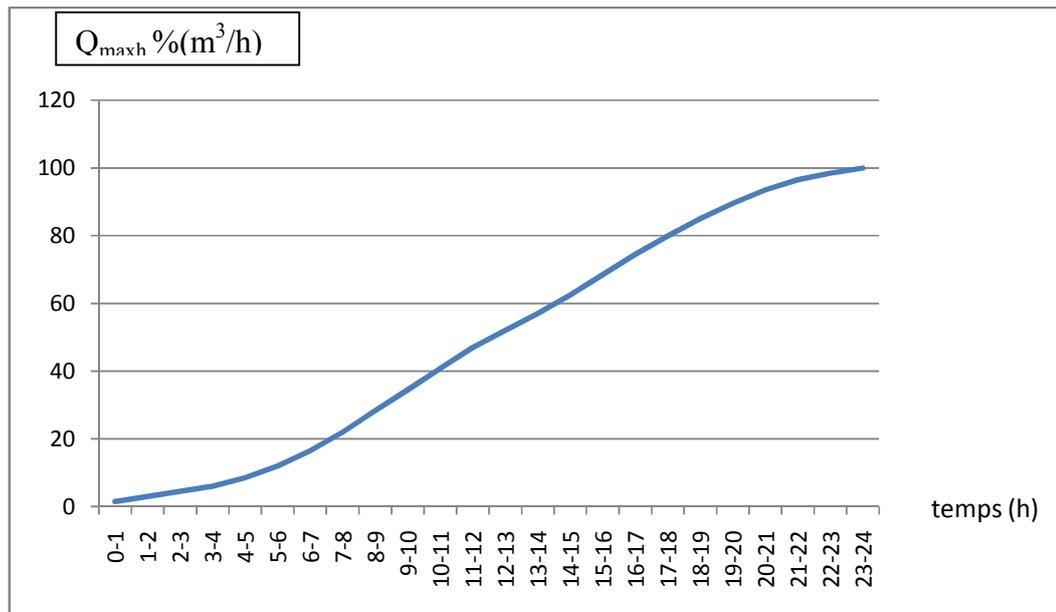


Figure III-2 : courbe intégrale

### Conclusion :

Dans Ce chapitre nous avons déterminé les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires et la courbe intégrale, afin de déterminer tous Les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

En tous cas nous disons qu'on peut satisfaire les besoins de l'agglomération à l'horizon considéré.

# Chapitre IV

## Réseau de distribution

**Introduction :**

Dans ce chapitre Il s'agit de décrire le fonctionnement hydraulique de notre réseau de distribution : on déterminant les différents paramètres hydrauliques du réseau. L'acheminement de l'eau vers les abonnés doit se faire en qualité et en quantité, avec des débits bien répartis selon les besoins et des pressions satisfaisantes aux différents nœuds.

**IV-1-Classification des réseaux de distribution :****IV-1-1 -Réseau ramifié :**

C'est un réseau à structure arborescente : constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) à partir de nœud à charge fixe (réservoir) qui assure la mise en pression. Ce réseau n'assure aucune distribution de retour, il est économique mais il n'est pas fiable : il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population d'aval soit privée d'eau. Ce type de réseau il est généralement convenable pour l'agglomération de type rural ou les habitants sont dispersés.

**IV-1-2- Réseau maillé :**

Il est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle s'appelle une maille. Il assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon, il est plus coûteux que le réseau ramifié mais plus fiable. Il est plus convenable pour l'agglomération de type urbaine.

**IV-1-3-Réseau étagé:**

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 des fortes pressions aux points plus bas de réseau. En effet la bonne solution pour ce problème c'est de créer diverses zones indépendantes les une des autres en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe soit des vannes de réduction de pression, s'il faut réduire la pression (l'eau provenant d'une zone plus élevée), soit des postes de surpression, s'il faut augmenter la pression (l'eau provenant d'une zone plus basse).

**Remarque :**

Vu la bonne répartition des équipements de la nouvelle ville de Bouinan on adopte le réseau maillé.

## **IV-2- Conception d'un réseau :**

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

- L'emplacement des quartiers.
- l'emplacement des consommateurs.
- le relief.

## **IV-3- Principe du tracé du réseau maillé :**

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés) , pour notre projet on n'a pas de consommateurs importants .
- 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).

## **IV-4-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.
- On calcule le débit route.
- On détermine le débit spécifique.
- on détermine les débits aux nœuds.

## **IV -5- Détermination des débits:**

Le système projeté dans la nouvelle ville de Bouinan est le système de distribution avec un réservoir de tête. Pour la détermination des différents paramètres hydraulique de réseau on va étudier les deux cas : cas de pointe et cas de pointe+incendie.

### **IV-5-1-débit spécifique:**

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle la répartition des habitants est uniforme sur la longueur du réseau de distribution.

Le débit spécifique se calcule comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L} \text{ (l/s/ml)}$$

$\sum L$  : somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

$Q_r$  : débit en route total avec  $Q_r = Q_{maxh} - \sum Q_{conc}$

$\sum Q_{conc}$  : la Somme de débits concentrés.

### IV-5-2-débit en route:

Le débit en route pour chaque tronçon est calculé par la formule suivante:

$$Q_r = q_{sp} * l_i \text{ (l/s)}$$

Avec:

$Q_r$  : débit en route total.

$q_{sp}$  : débit spécifique

$l_i$ : la longueur du tronçon

### IV-5-3-débits aux nœuds:

Les débits correspondant en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_{n,i} = 0,5 \sum Q_{ri-k} + Q_{conc}$$

Avec :

$Q_{n,i}$  : débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$  : somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$Q_{conc}$  : débit concentrés au nœud i ( pour notre projet on n'a pas du débit concentré :  $Q_{conc} = 0$  )

## IV-6-Calcul des débits

### IV-6-1-Cas de pointe :

Le cas de pointe comme le montre le graphe de consommation s'effectué entre 9h et 10h.

Nous avons :  $Q_{maxh} = 461.56 \text{ m}^3/\text{h} = 128.21 \text{ l/s}$

La longueur total de réseau :  $\sum L_i = 9869.68 \text{ m}$

$$q_{sp} = \frac{128.21}{9869.68} = 0,013 \text{ l/s/m}$$

Les résultats de calcul sont établis dans les tableaux suivants:

**Tableau IV-1** : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n1	P1	81.89	0.013	1.06	2.15
	P19	50.23	0.013	0.65	
	P124	199.4	0.013	2.59	
n2	P1	81.89	0.013	1.06	2.21
	P2	208.7	0.013	2.71	
	P14	50.09	0.013	0.65	
n3	P2	208.7	0.013	2.71	1.68
	P3	50.35	0.013	0.65	
n4	P3	50.35	0.013	0.65	1.54
	P4	114.9	0.013	1.49	
	P17	71.72	0.013	0.93	
n5	P4	114.9	0.013	1.49	1.16
	P5	33.33	0.013	0.43	
	P30	30.06	0.013	0.39	
n6	P5	33.33	0.013	0.43	2.62
	P99	205.7	0.013	2.67	
	P100	163.6	0.013	2.13	
n7	P6	20.14	0.013	0.26	1.77
	P123	53.26	0.013	0.69	
	P124	199.4	0.013	2.59	
n8	P6	20.14	0.013	0.26	0.92
	P7	59.31	0.013	0.77	
	P8	61.64	0.013	0.80	
n9	P7	59.31	0.013	0.77	0.39
n10	P8	61.64	0.013	0.80	0.84
	P128	67.55	0.013	0.88	

## Suite du Tableau IV-I: calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n11	P9	48.76	0.013	0.63	0.65
	P91	81.07	0.013	0.45	
	P107	71.04	0.013	0.22	
n12	P9	48.76	0.013	0.63	0.65
	P10	34.97	0.013	0.45	
	P11	16.65	0.013	0.22	
n13	P10	34.97	0.013	0.45	0.23
n14	P11	16.65	0.013	0.22	1.08
	P12	79.2	0.013	1.03	
	P13	71.15	0.013	0.92	
n15	P12	79.2	0.013	1.03	0.51
n16	P13	71.15	0.013	0.92	0.46
n17	P14	50.09	0.013	0.65	0.83
	P15	76.99	0.013	1.00	
n18	P15	76.99	0.013	1.00	0.98
	P16	73.68	0.013	0.96	
n19	P16	73.68	0.013	0.96	0.48
n20	P17	71.72	0.013	0.93	0.92
	P18	70.44	0.013	0.92	
n21	P18	70.44	0.013	0.92	0.46
n22	P19	50.23	0.013	0.65	0.83
	P20	77.01	0.013	1.00	
n23	P20	77.01	0.013	1.00	0.98
	P21	73.76	0.013	0.96	
n24	P21	73.76	0.013	0.96	0.48
n25	P22	68.01	0.013	0.88	1.39
	P90	65.5	0.013	0.85	
	P91	81.07	0.013	1.05	

## Suite du Tableau IV-1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n26	P22	68.01	0.013	0.88	1.01
	P112	87.36	0.013	1.13	
n27	P23	91.62	0.013	1.19	2.04
	P104	164.1	0.013	2.13	
	P105	58.63	0.013	0.76	
n28	P23	91.62	0.013	1.19	0.87
	P24	43	0.013	0.56	
n29	P24	43	0.013	0.56	0.28
n30	P25	80.29	0.013	1.04	1.82
	P103	35.46	0.013	0.46	
	P104	164.1	0.013	2.13	
n31	P25	80.29	0.013	1.04	0.52
n32	P26	41.17	0.013	0.53	0.97
	P102	72.38	0.013	0.94	
	P103	35.46	0.013	0.46	
n33	P26	41.17	0.013	0.53	1.04
	P27	51.49	0.013	0.67	
	P116	67.89	0.013	0.88	
n34	P27	51.49	0.013	0.67	0.33
n35	P28	90.01	0.013	1.17	1.28
	P101	35.11	0.013	0.46	
	P102	72.38	0.013	0.94	
n36	P28	90.01	0.013	1.17	0.58
n37	P29	49.08	0.013	0.64	0.97
	P33	32.66	0.013	0.42	
	P115	67.69	0.013	0.88	
n38	P29	49.08	0.013	0.64	0.32

## Suite du Tableau IV-1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n39	P30	30.06	0.013	0.39	0.82
	P31	69.28	0.013	0.90	
	P32	27.09	0.013	0.35	
n40	P31	69.28	0.013	0.90	0.45
n41	P32	27.09	0.013	0.35	0.18
n42	P33	32.66	0.013	0.42	1.50
	P100	163.6	0.013	2.13	
	P101	35.11	0.013	0.46	
n43	P34	78.59	0.013	1.02	0.89
	P86	47.24	0.013	0.61	
	P87	11.81	0.013	0.15	
n44	P34	78.59	0.013	1.02	0.51
n45	P35	94.18	0.013	1.22	2.61
	P87	11.81	0.013	0.15	
	P88	296.6	0.013	3.85	
n46	P35	94.18	0.013	1.22	1.12
	P36	37.23	0.013	0.48	
	P109	40.4	0.013	0.52	
n47	P36	37.23	0.013	0.48	0.24
n48	P37	19.73	0.013	0.26	1.69
	P121	50.63	0.013	0.66	
	P122	190	0.013	2.47	
n49	P37	19.73	0.013	0.26	0.86
	P38	58.93	0.013	0.77	
	P42	53.1	0.013	0.69	
n50	P38	58.93	0.013	0.77	0.91
	P39	80.94	0.013	1.05	
n51	P39	80.94	0.013	1.05	0.87
	P40	53.07	0.013	0.69	

## Suite du Tableau IV-1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n52	P40	53.07	0.013	0.69	0.76
	P41	26.29	0.013	0.34	
	P118	37.12	0.013	0.48	
n53	P41	26.29	0.013	0.34	0.17
n54	P42	53.1	0.013	0.69	0.34
n55	P43	121.8	0.013	1.58	1.86
	P94	114.2	0.013	1.48	
	P121	50.63	0.013	0.66	
n56	P43	121.8	0.013	1.58	0.79
n57	P44	95.59	0.013	1.24	1.62
	P95	42.86	0.013	0.56	
	P96	110.2	0.013	1.43	
n58	P44	95.59	0.013	1.24	1.51
	P84	137.6	0.013	1.79	
n59	P45	130.6	0.013	1.70	2.26
	P84	137.6	0.013	1.79	
	P120	79.74	0.013	1.04	
n60	P45	130.6	0.013	1.70	1.17
	P97	31.31	0.013	0.41	
	P98	18.16	0.013	0.24	
n61	P46	31.91	0.013	0.41	1.13
	P96	110.2	0.013	1.43	
	P97	31.31	0.013	0.41	
n62	P46	31.91	0.013	0.41	1.36
	P47	79.7	0.013	1.04	
	P127	97.61	0.013	1.27	
n63	P47	79.7	0.013	1.04	0.86
	P111	52.78	0.013	0.69	

## Suite du Tableau IV-I : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n64	P48	33.17	0.013	0.43	2.69
	P88	296.6	0.013	3.85	
	P89	83.64	0.013	1.09	
n65	P48	33.17	0.013	0.43	0.92
	P49	12.98	0.013	0.17	
	P51	96.08	0.013	1.25	
n66	P49	12.98	0.013	0.17	1.45
	P50	68.7	0.013	0.89	
	P53	141.8	0.013	1.84	
n67	P50	68.7	0.013	0.89	0.45
n68	P51	96.08	0.013	1.25	1.35
	P52	37.27	0.013	0.48	
	108	75.12	0.013	0.98	
n69	P52	37.27	0.013	0.48	0.24
n70	P53	141.8	0.013	1.84	2.00
	P54	69.95	0.013	0.91	
	P55	96.54	0.013	1.25	
n71	P54	69.95	0.013	0.91	0.45
n72	P55	96.54	0.013	1.25	1.57
	P58	120.4	0.013	1.56	
	P65	24.31	0.013	0.32	
n73	P56	55.01	0.013	0.71	0.85
	P57	37.5	0.013	0.49	
	P66	38.65	0.013	0.50	
n74	P56	55.01	0.013	0.71	0.36
n75	P57	37.5	0.013	0.49	1.15
	P117	139.9	0.013	1.82	

Suite du Tableau IV-1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n76	P58	120.4	0.013	1.56	2.05
	P59	23.39	0.013	0.30	
	P68	172.6	0.013	2.24	
n77	P59	23.39	0.013	0.30	0.86
	P60	28.2	0.013	0.37	
	P62	80.69	0.013	1.05	
n78	P60	28.2	0.013	0.37	0.81
	P61	33.25	0.013	0.43	
	P64	63.31	0.013	0.82	
n79	P61	33.25	0.013	0.43	0.22
n80	P62	80.69	0.013	1.05	1.49
	P63	148.1	0.013	1.92	
n81	P63	148.1	0.013	1.92	0.96
n82	P64	63.31	0.013	0.82	0.41
n83	P65	24.31	0.013	0.32	0.79
	P66	38.65	0.013	0.50	
	P67	58.36	0.013	0.76	
n84	P67	58.36	0.013	0.76	0.38
n85	P68	172.6	0.013	2.24	1.55
	P69	66.56	0.013	0.86	
n86	P69	66.56	0.013	0.86	1.02
	P70	47.63	0.013	0.62	
	P73	42.84	0.013	0.56	
n87	P70	47.63	0.013	0.62	0.54
	P71	35.24	0.013	0.46	
n88	P71	35.24	0.013	0.46	0.40
	P72	26.15	0.013	0.34	
n89	P72	26.15	0.013	0.34	0.17

## Suite du Tableau IV-I : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n90	P73	42.84	0.013	0.56	1.01
	P74	112.2	0.013	1.46	
n91	P74	112.2	0.013	1.46	1.50
	P75	35.48	0.013	0.46	
	P79	82.8	0.013	1.08	
n92	P75	35.48	0.013	0.46	1.55
	P76	85.1	0.013	1.11	
	P77	78.5	0.013	1.02	
	P78	38.87	0.013	0.50	
n93	P76	85.1	0.013	1.11	0.55
n94	P77	78.5	0.013	1.02	0.51
n95	P78	38.87	0.013	0.50	0.25
n96	P79	82.2	0.013	1.07	3.53
	P98	18.16	0.013	0.24	
	P106	443.5	0.013	5.76	
n97	P80	20.5	0.013	0.27	1.15
	P94	114.2	0.013	1.48	
	P95	42.86	0.013	0.56	
n98	P80	20.5	0.013	0.27	0.41
	P81	43.08	0.013	0.56	
n99	P81	43.08	0.013	0.56	0.79
	P82	50.38	0.013	0.65	
	P83	28.07	0.013	0.36	
n100	P82	50.38	0.013	0.65	0.33
n101	P83	28.07	0.013	0.36	0.18
n102	P85	77.27	0.013	1.00	1.66
	P110	97.91	0.013	1.27	
	P120	79.74	0.013	1.04	
n103	P85	77.27	0.013	1.00	0.50

## Suite du Tableau IV-1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n104	P86	47.24	0.013	0.61	1.54
	P122	190	0.013	2.47	
n105	P89	83.64	0.013	1.09	1.35
	P90	65.5	0.013	0.85	
	P105	58.63	0.013	0.76	
n106	P92	130.6	0.013	1.70	3.13
	P93	252.3	0.013	3.28	
	P113	99.51	0.013	1.29	
n107	P92	130.6	0.013	1.70	2.12
	P125	99.99	0.013	1.30	
	P126	96.5	0.013	1.25	
n108	P93	252.3	0.013	3.28	2.45
	P107	71.04	0.013	0.92	
	P123	53.26	0.013	0.69	
n109	P99	205.7	0.013	2.67	4.22
	P106	443.5	0.013	5.76	
n110	P108	75.12	0.013	0.98	0.99
	P119	77.16	0.013	1.00	
n111	P109	40.4	0.013	0.52	0.26
n112	P110	75.12	0.013	0.98	0.49
n113	P111	52.78	0.013	0.69	0.34
n114	P112	87.36	0.013	1.13	0.57
n115	P113	99.51	0.013	1.29	0.65
n116	P114	48.38	0.013	0.63	0.94
	P126	96.5	0.013	1.25	
n117	P114	48.38	0.013	0.63	0.31
n118	P115	67.69	0.013	0.88	0.44
n119	P116	67.89	0.013	0.88	0.44
n120	P117	139.9	0.013	1.82	0.91

**Suite du Tableau IV-1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)**

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n121	P118	37.12	0.013	0.48	0.24
n122	P119	77.16	0.013	1.00	0.50
n123	P125	99.99	0.013	1.30	0.65
n124	P127	97.61	0.013	1.27	0.63
n125	P128	67.55	0.013	0.88	0.44

#### **IV-6-2- Cas de pointe + incendie :**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais on tien compte le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s), qui doit être soutiré au point plus défavorable qui est le nœud n55 (le noeud le plus loin des bâtiments R+14 du réservoir ) et le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe+débit d'incendie

$$Q_{\max h+inc} = 128.21 + 17 = 145,21 \text{ l/s}$$

débit nodal au point défavorable sera :

$$Q_{n55} = 1.86 + 17 = 18.86 \text{ l/s}$$

**Tableau IV-2** : calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n1	P1	81.89	0.013	1.06	2.15
	P19	50.23	0.013	0.65	
	P124	199.4	0.013	2.59	
n2	P1	81.89	0.013	1.06	2.21
	P2	208.7	0.013	2.71	
	P14	50.09	0.013	0.65	
n3	P2	208.7	0.013	2.71	1.68
	P3	50.35	0.013	0.65	
n4	P3	50.35	0.013	0.65	1.54
	P4	114.9	0.013	1.49	
	P17	71.72	0.013	0.93	
n5	P4	114.9	0.013	1.49	1.16
	P5	33.33	0.013	0.43	
	P30	30.06	0.013	0.39	
n6	P5	33.33	0.013	0.43	2.62
	P99	205.7	0.013	2.67	
	P100	163.6	0.013	2.13	
n7	P6	20.14	0.013	0.26	1.77
	P123	53.26	0.013	0.69	
	P124	199.4	0.013	2.59	
n8	P6	20.14	0.013	0.26	0.92
	P7	59.31	0.013	0.77	
	P8	61.64	0.013	0.80	
n9	P7	59.31	0.013	0.77	0.39
n10	P8	61.64	0.013	0.80	0.84
	P128	67.55	0.013	0.88	
n11	P9	48.76	0.013	0.63	1.30
	P91	81.07	0.013	1.05	
	P107	71.04	0.013	0.92	

Suite du Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n12	P9	48.76	0.013	0.63	0.65
	P10	34.97	0.013	0.45	
	P11	16.65	0.013	0.22	
n13	P10	34.97	0.013	0.45	0.23
n14	P11	16.65	0.013	0.22	1.08
	P12	79.2	0.013	1.03	
	P13	71.15	0.013	0.92	
n15	P12	79.2	0.013	1.03	0.51
n16	P13	71.15	0.013	0.92	0.46
n17	P14	50.09	0.013	0.65	0.83
	P15	76.99	0.013	1.00	
n18	P15	76.99	0.013	1.00	0.98
	P16	73.68	0.013	0.96	
n19	P16	73.68	0.013	0.96	0.48
n20	P17	71.72	0.013	0.93	0.92
	P18	70.44	0.013	0.92	
n21	P18	70.44	0.013	0.92	0.46
n22	P19	50.23	0.013	0.65	0.83
	P20	77.01	0.013	1.00	
n23	P20	77.01	0.013	1.00	0.98
	P21	73.76	0.013	0.96	
n24	P21	73.76	0.013	0.96	0.48
n25	P22	68.01	0.013	0.88	1.39
	P90	65.5	0.013	0.85	
	P91	81.07	0.013	1.05	
n26	P22	68.01	0.013	0.88	1.01
	P112	87.36	0.013	1.13	

Suite du Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n27	P23	91.62	0.013	1.19	2.04
	P104	164.1	0.013	2.13	
	P105	58.63	0.013	0.76	
n28	P23	91.62	0.013	1.19	0.87
	P24	43	0.013	0.56	
n29	P24	43	0.013	0.56	0.28
n30	P25	80.29	0.013	1.04	1.82
	P103	35.46	0.013	0.46	
	P104	164.1	0.013	2.13	
n31	P25	80.29	0.013	1.04	0.52
n32	P26	41.17	0.013	0.53	0.97
	P102	72.38	0.013	0.94	
	P103	35.46	0.013	0.46	
n33	P26	41.17	0.013	0.53	1.04
	P27	51.49	0.013	0.67	
	P116	67.89	0.013	0.88	
n34	P27	51.49	0.013	0.67	0.33
n35	P28	90.01	0.013	1.17	1.28
	P101	35.11	0.013	0.46	
	P102	72.38	0.013	0.94	
n36	P28	90.01	0.013	1.17	0.58
n37	P29	49.08	0.013	0.64	0.97
	P33	32.66	0.013	0.42	
	P115	67.69	0.013	0.88	
n38	P29	49.08	0.013	0.64	0.32
n39	P30	30.06	0.013	0.39	0.82
	P31	69.28	0.013	0.90	
	P32	27.09	0.013	0.35	

Suite du Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n40	P31	69.28	0.013	0.90	0.45
n41	P32	27.09	0.013	0.35	0.18
n42	P33	32.66	0.013	0.42	1.50
	P100	163.6	0.013	2.13	
	P101	35.11	0.013	0.46	
n43	P34	78.59	0.013	1.02	0.89
	P86	47.24	0.013	0.61	
	P87	11.81	0.013	0.15	
n44	P34	78.59	0.013	1.02	0.51
n45	P35	94.18	0.013	1.22	2.61
	P87	11.81	0.013	0.15	
	P88	296.6	0.013	3.85	
n46	P35	94.18	0.013	1.22	1.12
	P36	37.23	0.013	0.48	
	P109	40.4	0.013	0.52	
n47	P36	37.23	0.013	0.48	0.24
n48	P37	19.73	0.013	0.26	1.69
	P121	50.63	0.013	0.66	
	P122	190	0.013	2.47	
n49	P37	19.73	0.013	0.26	0.86
	P38	58.93	0.013	0.77	
	P42	53.1	0.013	0.69	
n50	P38	58.93	0.013	0.77	0.91
	P39	80.94	0.013	1.05	
n51	P39	80.94	0.013	1.05	0.87
	P40	53.07	0.013	0.69	
n52	P40	53.07	0.013	0.69	0.76
	P41	26.29	0.013	0.34	
	P118	37.12	0.013	0.48	

Suite du Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n53	P41	26.29	0.013	0.34	0.17
n54	P42	53.1	0.013	0.69	0.34
<b>n55</b>	P43	121.8	0.013	1.58	<b>18.86</b>
	P94	114.2	0.013	1.48	
	P121	50.63	0.013	0.66	
n56	P43	121.8	0.013	1.58	1.79
n57	P44	95.59	0.013	1.24	1.62
	P95	42.86	0.013	0.56	
	P96	110.2	0.013	1.43	
n58	P44	95.59	0.013	1.24	1.51
	P84	137.6	0.013	1.79	
n59	P45	130.6	0.013	1.70	2.26
	P84	137.6	0.013	1.79	
	P120	79.74	0.013	1.04	
n60	P45	130.6	0.013	1.70	1.17
	P97	31.31	0.013	0.41	
	P98	18.16	0.013	0.24	
n61	P46	31.91	0.013	0.41	1.13
	P96	110.2	0.013	1.43	
	P97	31.31	0.013	0.41	
n62	P46	31.91	0.013	0.41	1.36
	P47	79.7	0.013	1.04	
	P127	97.61	0.013	1.27	
n63	P47	79.7	0.013	1.04	0.86
	P111	52.78	0.013	0.69	
n64	P48	33.17	0.013	0.43	2.69
	P88	296.6	0.013	3.85	
	P89	83.64	0.013	1.09	

Suite du Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n65	P48	33.17	0.013	0.43	0.92
	P49	12.98	0.013	0.17	
	P51	96.08	0.013	1.25	
n66	P49	12.98	0.013	0.17	1.45
	P50	68.7	0.013	0.89	
	P53	141.8	0.013	1.84	
n67	P50	68.7	0.013	0.89	0.45
n68	P51	96.08	0.013	1.25	1.35
	P52	37.27	0.013	0.48	
	108	75.12	0.013	0.98	
n69	P52	37.27	0.013	0.48	0.24
n70	P53	141.8	0.013	1.84	2.00
	P54	69.95	0.013	0.91	
	P55	96.54	0.013	1.25	
n71	P54	69.95	0.013	0.91	0.45
n72	P55	96.54	0.013	1.25	1.57
	P58	120.4	0.013	1.56	
	P65	24.31	0.013	0.32	
n73	P56	55.01	0.013	0.71	0.85
	P57	37.5	0.013	0.49	
	P66	38.65	0.013	0.50	
n74	P56	55.01	0.013	0.71	0.36
n75	P57	37.5	0.013	0.49	1.15
	P117	139.9	0.013	1.82	
n76	P58	120.4	0.013	1.56	2.05
	P59	23.39	0.013	0.30	
	P68	172.6	0.013	2.24	

Suite du Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n77	P59	23.39	0.013	0.30	0.86
	P60	28.2	0.013	0.37	
	P62	80.69	0.013	1.05	
n78	P60	28.2	0.013	0.37	0.81
	P61	33.25	0.013	0.43	
	P64	63.31	0.013	0.82	
n79	P61	33.25	0.013	0.43	0.22
n80	P62	80.69	0.013	1.05	1.49
	P63	148.1	0.013	1.92	
n81	P63	148.1	0.013	1.92	0.96
n82	P64	63.31	0.013	0.82	0.41
n83	P65	24.31	0.013	0.32	0.79
	P66	38.65	0.013	0.50	
	P67	58.36	0.013	0.76	
n84	P67	58.36	0.013	0.76	0.38
n85	P68	172.6	0.013	2.24	1.55
	P69	66.56	0.013	0.86	
n86	P69	66.56	0.013	0.86	1.02
	P70	47.63	0.013	0.62	
	P73	42.84	0.013	0.56	
n87	P70	47.63	0.013	0.62	0.54
	P71	35.24	0.013	0.46	
n88	P71	35.24	0.013	0.46	0.40
	P72	26.15	0.013	0.34	
n89	P72	26.15	0.013	0.34	0.17
n90	P73	42.84	0.013	0.56	1.01
	P74	112.2	0.013	1.46	

Suite du Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n91	P74	112.2	0.013	1.46	1.50
	P75	35.48	0.013	0.46	
	P79	82.8	0.013	1.08	
n92	P75	35.48	0.013	0.46	1.55
	P76	85.1	0.013	1.11	
	P77	78.5	0.013	1.02	
	P78	38.87	0.013	0.50	
n93	P76	85.1	0.013	1.11	0.55
n94	P77	78.5	0.013	1.02	0.51
n95	P78	38.87	0.013	0.50	0.25
n96	P79	82.2	0.013	1.07	3.53
	P98	18.16	0.013	0.24	
	P106	443.5	0.013	5.76	
n97	P80	20.5	0.013	0.27	1.15
	P94	114.2	0.013	1.48	
	P95	42.86	0.013	0.56	
n98	P80	20.5	0.013	0.27	0.41
	P81	43.08	0.013	0.56	
n99	P81	43.08	0.013	0.56	0.79
	P82	50.38	0.013	0.65	
	P83	28.07	0.013	0.36	
n100	P82	50.38	0.013	0.65	0.33
n101	P83	28.07	0.013	0.36	0.18
n102	P85	77.27	0.013	1.00	1.66
	P110	97.91	0.013	1.27	
	P120	79.74	0.013	1.04	
n103	P85	77.27	0.013	1.00	0.50
n104	P86	47.24	0.013	0.61	1.54
	P122	190	0.013	2.47	

Suite du Tableau IV-2 : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n105	P89	83.64	0.013	1.09	1.35
	P90	65.5	0.013	0.85	
	P105	58.63	0.013	0.76	
n106	P92	130.6	0.013	1.70	3.13
	P93	252.3	0.013	3.28	
	P113	99.51	0.013	1.29	
n107	P92	130.6	0.013	1.70	2.12
	P125	99.99	0.013	1.30	
	P126	96.5	0.013	1.25	
n108	P93	252.3	0.013	3.28	2.45
	P107	71.04	0.013	0.92	
	P123	53.26	0.013	0.69	
n109	P99	205.7	0.013	2.67	4.22
	P106	443.5	0.013	5.76	
n110	P108	75.12	0.013	0.98	0.99
	P119	77.16	0.013	1.00	
n111	P109	40.4	0.013	0.52	0.26
n112	P110	75.12	0.013	0.98	0.49
n113	P111	52.78	0.013	0.69	0.34
n114	P112	87.36	0.013	1.13	0.57
n115	P113	99.51	0.013	1.29	0.65
n116	P114	48.38	0.013	0.63	0.94
	P126	96.5	0.013	1.25	
n117	P114	48.38	0.013	0.63	0.31
n118	P115	67.69	0.013	0.88	0.44
n119	P116	67.89	0.013	0.88	0.44
n120	P117	139.9	0.013	1.82	0.91
n121	P118	37.12	0.013	0.48	0.24
n122	P119	77.16	0.013	1.00	0.50

**Suite du Tableau IV-2** : calcul des débits nodaux (pointe+incendie)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n123	P125	99.99	0.013	1.30	0.65
n124	P127	97.61	0.013	1.27	0.63
n125	P128	67.55	0.013	0.88	0.44

### IV-7-Calcul hydraulique du réseau de distribution :

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation, dans laquelle les branchements seront réalisés.

En vue de l'alimentation des abonnées, Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre compatible au débit transporter et supporter les déférentes pressions de service.

#### IV-7-1-Méthode du calcul :

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de **HARDY CROSS** effectuée par le logiciel de simulation **EPANET Version 2.0 français** , il utilise l'algorithme **HARDY CROSS** pour déterminer la valeur et le sens du débit réel circulant dans les conduites.

La méthode de HARDY CROSS est une méthode d'approximations successives qui repose sur deux lois :

##### IV-7-1-1- 1<sup>ère</sup> loi : loi des nœuds:

En un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

##### IV-7-1-2- 2<sup>ème</sup> loi : loi des mailles :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges doit être nulle

$$\Sigma \Delta H = \Sigma (R Q^n) = 0$$

Où :

n : désigne l'exposant qui tient compte du régime d'écoulement.

R : la résistance de la conduite.

Q : le débit circulant dans la conduite.

**IV-7-2-Principe de la méthode de HARDY-CROSS :**

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1<sup>ère</sup> loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2<sup>ème</sup> loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

➤ Détermination du débit correctif :

Nous avons :  $Q = Q_0 + \Delta Q$

Avec

$Q$  : Débit réel.

$Q_0$  : Débit arbitraire supposé.

$\Delta Q$  : Débit correctif.

Nous avons :  $\Delta H = RQ^2$

$R$  : Résistance de la conduite.

$$\Delta H = R(Q_0 + \Delta Q)^2$$

$$\sum R(Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum R(Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q + \Delta Q^2) = 0$$

Avec  $\Delta Q$  négligeable par rapport à  $Q_0$

$$\Delta Q^2 = 0$$

$$\sum R(Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q) = 0 \quad \Rightarrow \sum RQ_0^2 = -2\sum RQ_0 \Delta Q \Rightarrow \Delta Q = -\frac{\sum RQ_0^2}{2\sum RQ_0}$$

$$\text{Alors : } \Delta Q = -\frac{\sum \Delta H}{2\sum RQ_0}$$

On détermine les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante.

$$\Delta H_T = \Delta H_S + \Delta H_L$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15\Delta H_L = 1.15\Delta H_L$$

$\Delta H_S$  : pertes de charge singulière

$\Delta H_L$  : Pertes de charge linéaire

$\Delta H_T$  : Pertes de charge totale.

Les pertes de charges linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules et parmi ces formules on utilise celle de DARCY :

$$\Delta H = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

Avec :  $\lambda$ : Coefficient de frottement linéaire.

L : Longueur de la conduite (m).

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

g : accélération de la pesanteur ( $\text{m}/\text{s}^2$ ).

D : Diamètre de la conduite (m).

### IV-8-Calcul de réseau :

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du Logiciel **EPANET**.

#### IV-8-1- Qu'est ce que EPANET

EPANET 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.

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans 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.

#### IV-8-2- Principe hydraulique régissant les calculs du logiciel :

La loi des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique. La loi des nœuds affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud et ce quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud. La loi des mailles dites, quant à elle, que la différence de charges DH (égale à la somme de la pression et de la cote au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces nœuds (figure ci-dessous).

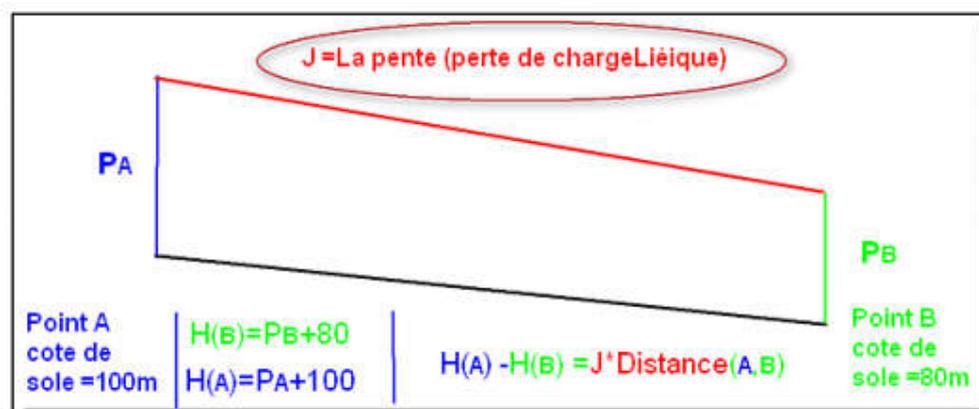


figure IV-1- perte de charge entre deux noeuds

Cependant, pour pouvoir obtenir les charges et débits pour chaque nœud et chaque tronçon, il est nécessaire que certains débits et certaines charges soient préalablement connus. Il s'agit des nœuds à charge fixée (réservoirs, bâches) qui imposent la charge de départ et ainsi permet le calcul de la charge à chaque nœud de proche en proche. Il s'agit aussi des nœuds à débit fixé (définition des demandes à chaque nœud) qui permettent de connaître les débits dans les tronçons satisfaisants cette demande. Enfin, l'écoulement se fait du nœud ayant la charge la plus élevée vers le nœud ayant un potentiel de charge moins important. Le calcul des débits et des charges est lié et ne peut se faire indépendamment. Dès lors, il est nécessaire de connaître l'une ou l'autre des données à chaque nœud pour permettre l'aboutissement du calcul.

#### **IV-8-4-Répartition définitive des débits et des pressions :**

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques récapitulé dans les tableaux ci-dessous.

##### **IV-8-4-1- Cas de pointe :**

**Tableau IV-3** : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud n1	77.6	2.15	21.3
Noeud n2	78.14	2.21	20.6
Noeud n3	78.88	1.68	19.62
Noeud n4	78.02	1.54	20.35
Noeud n5	76.55	1.16	21.62
Noeud n6	76.18	2.62	21.96
Noeud n7	77.65	1.77	21.82
Noeud n8	78.01	0.92	21.23
Noeud n9	78.53	0.39	20.25
Noeud n10	79.05	0.84	19.74
Noeud n11	76.95	1.3	22.46
Noeud n12	77.15	0.65	21.98
Noeud n13	77.36	0.23	21.46
Noeud n14	77.16	1.08	21.85
Noeud n15	77.3	0.51	20.7
Noeud n16	77.18	0.46	21.08
Noeud n17	77.42	0.83	20.87
Noeud n18	77.65	0.98	19.93
Noeud n19	77.9	0.48	18.84
Noeud n20	77.9	0.92	19.86
Noeud n21	78.5	0.46	18.52
Noeud n22	77.25	0.83	21.2
Noeud n23	77.2	0.98	20.53
Noeud n24	77.35	0.48	19.54

**Suitedu Tableau IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)**

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud n25	76.1	1.39	23.03
Noeud n26	76.6	1.01	21.79
Noeud n27	75.11	2.04	23.69
Noeud n28	75.65	0.87	21.41
Noeud n29	75.77	0.28	20.74
Noeud n30	75.64	1.82	22.87
Noeud n31	75.9	0.52	21.55
Noeud n32	75.79	0.97	22.67
Noeud n33	76.08	1.04	22.14
Noeud n34	76.45	0.33	21.47
Noeud n35	75.85	1.28	22.51
Noeud n36	76.83	0.58	20.07
Noeud n37	76.2	0.97	21.94
Noeud n38	76.25	0.32	21.62
Noeud n39	76.48	0.82	21.42
Noeud n40	76.83	0.45	20.37
Noeud n41	76.4	0.18	21.34
Noeud n42	75.9	1.5	22.41
Noeud n43	71.07	0.89	26.32
Noeud n44	71.2	0.51	25.86
Noeud n45	71.15	2.61	26.26
Noeud n46	71.4	1.12	25.56
Noeud n47	71.55	0.24	25.05
Noeud n48	71	1.69	24.44

**Suite du Tableau IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)**

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud n49	71.35	0.86	23.87
Noeud n50	71.15	0.91	23.73
Noeud n51	71.7	0.87	22.95
Noeud n52	72.3	0.76	22.21
Noeud n53	72	0.17	22.38
Noeud n54	71.55	0.34	23.35
Noeud n55	71.2	1.86	24.23
Noeud n56	71.25	0.79	23.03
Noeud n57	72.1	1.62	23.63
Noeud n58	71.05	1.51	24.88
Noeud n59	71.35	2.26	25.18
Noeud n60	72.84	1.17	24.16
Noeud n61	72.72	1.13	23.68
Noeud n62	72.92	1.36	23.26
Noeud n63	72	0.86	23.67
Noeud n64	74.01	2.69	23.98
Noeud n65	74.1	0.92	23.78
Noeud n66	74.1	1.45	23.75
Noeud n67	74.35	0.45	22.81
Noeud n68	72.92	1.35	24.36
Noeud n69	72.54	0.24	24.38
Noeud n70	75.1	2	20.46
Noeud n71	74.5	0.45	20.35
Noeud n72	75.5	1.57	19.04

**Suite du Tableau IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)**

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud n73	75	0.85	18.96
Noeud n74	74.7	0.36	18.89
Noeud n75	74.64	1.15	19.21
Noeud n76	75.68	2.05	18.65
Noeud n77	75.35	0.86	18.65
Noeud n78	75.7	0.81	17.48
Noeud n79	75.4	0.22	17.51
Noeud n80	74	1.49	19.67
Noeud n81	73.2	0.96	19.83
Noeud n82	74.64	0.41	18
Noeud n83	75.2	0.79	19.04
Noeud n84	74.8	0.38	19
Noeud n85	75.6	1.55	18.94
Noeud n86	74.85	1.02	19.86
Noeud n87	74.68	0.54	19.76
Noeud n88	75.38	0.4	18.88
Noeud n89	75.28	0.17	18.84
Noeud n90	74.3	1.01	20.63
Noeud n91	73.64	1.5	22.05
Noeud n92	73.5	1.55	21.71
Noeud n93	73.3	0.55	21.5
Noeud n94	73.9	0.51	20.31
Noeud n95	73.35	0.25	21.46
Noeud n96	72.95	3.53	24.06

**Suite du Tableau IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)**

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud n97	71.64	1.15	23.88
Noeud n98	71.75	0.41	23.66
Noeud n99	72.19	0.79	22.9
Noeud n100	72.55	0.33	22.25
Noeud n101	72.63	0.18	22.3
Noeud n102	72.31	1.66	23.28
Noeud n103	72.75	0.5	21.89
Noeud 104	69.9	1.54	27.46
Noeud n105	75.2	1.35	23.72
Noeud n106	80.67	3.13	19.51
Noeud n107	82.55	2.12	17.91
Noeud n108	77.6	2.45	22.08
Noeud n109	76.46	4.22	21.41
Noeud n110	73.15	0.99	23.82
Noeud n111	71.65	0.26	24.86
Noeud n112	72.83	0.49	21.6
Noeud n113	71.2	0.34	24.15
Noeud n114	76.75	0.57	20.27
Noeud n115	79.52	0.65	18.67
Noeud n116	83.13	0.94	17.54
Noeud n117	82.98	0.31	17.44
Noeud n118	76.78	0.44	20.7
Noeud n119	46.42	0.44	21.14
Noeud n120	73.44	0.91	19.87

**Suite du Tableau IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)**

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud n121	72.67	0.24	21.48
Noeud n122	72.5	0.5	23.52
Noeud n123	81.6	0.65	16.85
Noeud n124	71.3	0.63	24.28
Noeud n125	78.88	0.44	19.25
Réservoir 1	100.85	-128.03	4

**Tableau IV-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)**

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p1	81.89	198.2	18.8	0.61	1.91	PEHD
Tuyau p2	208.7	198.2	14.3	0.46	1.14	PEHD
Tuyau p3	50.35	158.6	12.62	0.64	2.75	PEHD
Tuyau p4	114.9	158.6	9.7	0.49	1.68	PEHD
Tuyau p5	33.33	158.6	7.09	0.36	0.94	PEHD
Tuyau p6	20.14	66	2.59	0.76	11.35	PEHD
Tuyau p7	59.31	35.2	0.39	0.4	7.78	PEHD
Tuyau p8	61.64	55.4	1.28	0.53	7.29	PEHD
Tuyau p9	48.76	79.2	2.93	0.59	5.73	PEHD
Tuyau p10	34.97	28.2	0.23	0.37	8.9	PEHD
Tuyau p11	16.65	66	2.05	0.6	7.31	PEHD
Tuyau p12	79.2	35.2	0.51	0.52	12.75	PEHD
Tuyau p13	71.15	35.2	0.46	0.47	10.54	PEHD
Tuyau p14	50.09	66	2.29	0.67	9	PEHD
Tuyau p15	76.99	55.4	1.46	0.61	9.32	PEHD
Tuyau p16	73.68	35.2	0.48	0.49	11.4	PEHD
Tuyau p17	71.72	55.4	1.38	0.57	8.39	PEHD
Tuyau p18	70.44	35.2	0.46	0.47	10.54	PEHD
Tuyau p19	50.23	66	2.29	0.67	9	PEHD
Tuyau p20	77.01	55.4	1.46	0.61	9.32	PEHD
Tuyau p21	73.76	35.2	0.48	0.49	11.4	PEHD
Tuyau p22	68.01	55.4	1.58	0.66	10.81	PEHD
Tuyau p23	91.62	44	1.15	0.76	18.98	PEHD
Tuyau p24	43	28.2	0.28	0.45	12.75	PEHD

Suite du Tableau IV-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p25	80.29	35.2	0.52	0.53	13.22	PEHD
Tuyau p26	41.17	66	1.81	0.53	5.8	PEHD
Tuyau p27	51.49	35.2	0.33	0.34	5.73	PEHD
Tuyau p28	90.01	35.2	0.58	0.6	16.19	PEHD
Tuyau p29	49.08	35.2	0.32	0.33	5.42	PEHD
Tuyau p30	30.06	55.4	1.45	0.6	9.2	PEHD
Tuyau p31	69.28	35.2	0.45	0.46	10.12	PEHD
Tuyau p32	27.09	28.2	0.19	0.31	5.71	PEHD
Tuyau p33	32.66	66	1.73	0.51	5.33	PEHD
Tuyau p34	78.59	44	0.51	0.34	4.21	PEHD
Tuyau p35	94.18	66	1.62	0.47	4.72	PEHD
Tuyau p36	37.23	28.2	0.24	0.38	9.62	PEHD
Tuyau p37	19.73	79.2	4.15	0.84	11.03	PEHD
Tuyau p38	58.93	79.2	2.95	0.6	5.8	PEHD
Tuyau p39	80.94	79.2	2.04	0.41	2.92	PEHD
Tuyau p40	53.07	66	1.17	0.34	2.59	PEHD
Tuyau p41	26.29	28.2	0.2	0.32	5.15	PEHD
Tuyau p42	53.1	35.2	0.34	0.35	6.05	PEHD
Tuyau p43	121.8	44	0.79	0.52	9.41	PEHD
Tuyau p44	95.59	66	-1.04	0.3	2.08	PEHD

Suite du Tableau IV-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p45	130.6	123.4	-7.46	0.62	3.59	PEHD
Tuyau p46	31.91	79.2	3.19	0.65	6.72	PEHD
Tuyau p47	79.7	55.4	1.2	0.5	6.47	PEHD
Tuyau p48	33.17	176.2	18.11	0.74	3.21	PEHD
Tuyau p49	12.98	176.2	14.11	0.58	2	PEHD
Tuyau p50	68.7	35.2	0.45	0.46	10.12	PEHD
Tuyau p51	96.08	79.2	3.08	0.63	6.29	PEHD
Tuyau p52	37.27	28.2	-0.24	0.38	9.62	PEHD
Tuyau p53	141.8	110.2	12.21	1.28	16.19	PEHD
Tuyau p54	69.95	35.2	0.45	0.46	10.12	PEHD
Tuyau p55	96.54	110.2	9.76	1.02	10.55	PEHD
Tuyau p56	55.01	35.2	0.36	0.37	6.72	PEHD
Tuyau p57	37.5	79.2	2.06	0.42	2.97	PEHD
Tuyau p58	120.4	110.2	3.75	0.39	1.75	PEHD
Tuyau p59	23.39	79.2	4.75	0.96	14.25	PEHD
Tuyau p60	28.2	44	1.44	0.95	29.02	PEHD
Tuyau p61	33.25	28.2	0.22	0.35	8.21	PEHD
Tuyau p62	80.69	79.2	2.45	0.5	4.1	PEHD
Tuyau p63	148.1	55.4	0.96	0.4	4.28	PEHD
Tuyau p64	63.31	35.2	0.41	0.42	8.52	PEHD
Tuyau p65	24.31	79.2	4.44	0.9	12.54	PEHD
Tuyau p66	38.65	79.2	3.27	0.66	7.04	PEHD

Suite du Tableau IV-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p67	58.36	35.2	0.38	0.39	7.42	PEHD
Tuyau p68	172.6	110.2	-3.05	0.32	1.2	PEHD
Tuyau p69	66.56	110.2	-4.6	0.48	2.56	PEHD
Tuyau p70	47.63	55.4	1.11	0.46	5.6	PEHD
Tuyau p71	35.24	44	0.57	0.37	5.15	PEHD
Tuyau p72	26.15	28.2	0.2	0.32	5.15	PEHD
Tuyau p73	42.84	110.2	-6.73	0.71	5.22	PEHD
Tuyau p74	112.2	110.2	-7.74	0.81	6.8	PEHD
Tuyau p75	35.48	66	2.86	0.84	13.68	PEHD
Tuyau p76	85.01	44	0.55	0.36	4.83	PEHD
Tuyau p77	78.5	35.2	0.51	0.52	12.75	PEHD
Tuyau p78	38.87	28.2	0.25	0.4	10.36	PEHD
Tuyau p79	82.8	110.2	-12.1	1.27	15.94	PEHD
Tuyau p80	20.5	66	1.71	0.5	5.22	PEHD
Tuyau p81	43.08	55.4	1.3	0.54	7.51	PEHD
Tuyau p82	50.38	35.2	0.33	0.34	5.73	PEHD
Tuyau p83	28.07	28.2	0.21	0.33	5.71	PEHD
Tuyau p84	137.6	79.2	-2.55	0.52	4.42	PEHD
Tuyau p85	77.27	35.2	0.5	0.51	12.29	PEHD
Tuyau p86	47.24	176.2	-8.3	0.34	0.75	PEHD
Tuyau p87	11.81	176.2	-9.7	0.4	1	PEHD
Tuyau p88	296.6	176.2	-13.93	0.57	1.96	PEHD

Suite du Tableau IV-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge	Matériau
Tuyau p89	83.64	176.2	-34.72	1.42	11.12	PEHD
Tuyau p90	65.5	312.8	-82.98	1.08	3.24	PEHD
Tuyau p91	81.07	312.8	-85.95	1.12	3.46	PEHD
Tuyau p92	130.6	396.6	-124.01	1	2.11	PEHD
Tuyau p93	252.3	396.6	-120.23	0.97	1.99	PEHD
Tuyau p94	114.2	96.8	-2.65	0.36	0.8	PEHD
Tuyau p95	42.86	96.8	-4.59	0.62	4.87	PEHD
Tuyau p96	110.2	96.8	-5.17	0.7	6.09	PEHD
Tuyau p97	31.31	96.8	-9.49	1.29	19.32	PEHD
Tuyau p98	18.16	246.8	-18.12	0.38	0.6	PEHD
Tuyau p99	205.7	277.6	37.98	0.63	1.33	PEHD
Tuyau p100	163.6	277.6	-33.5	0.55	1.05	PEHD
Tuyau p101	35.11	277.6	-36.73	0.61	1.25	PEHD
Tuyau p102	72.38	277.6	-38.59	0.64	1.38	PEHD
Tuyau p103	35.46	277.6	-41.37	0.68	1.57	PEHD
Tuyau p104	164.1	277.6	-43.71	0.72	1.74	PEHD
Tuyau p105	58.63	277.6	-46.9	0.77	1.99	PEHD
Tuyau p106	443.5	246.8	-33.76	0.71	1.92	PEHD
Tuyau p107	71.04	312.8	-90.18	1.17	3.8	PEHD
Tuyau p108	75.12	66	1.49	0.44	4.04	PEHD
Tuyau p109	40.4	28.2	0.26	0.42	11.13	PEHD
Tuyau p110	97.91	35.2	0.49	0.5	11.84	PEHD

## Suite du Tableau IV-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p111	52.78	35.2	0.34	0.35	6.05	PEHD
Tuyau p112	87.36	35.2	0.57	0.59	15.68	PEHD
Tuyau p113	99.51	35.2	0.65	0.67	20.03	PEHD
Tuyau p114	48.38	35.2	0.31	0.32	5.12	PEHD
Tuyau p115	67.69	35.2	0.44	0.45	9.71	PEHD
Tuyau p116	67.89	35.2	0.44	0.45	9.71	PEHD
Tuyau p117	139.9	55.4	0.91	0.38	3.88	PEHD
Tuyau p118	37.12	28.2	0.24	0.38	9.62	PEHD
Tuyau p119	77.16	35.2	0.5	0.51	12.29	PEHD
Tuyau p120	79.74	66	2.65	0.77	11.85	PEHD
Tuyau p121	50.63	96.8	2.5	0.34	0.26	PEHD
Tuyau p122	190	96.8	6.76	0.92	10.1	PEHD
Tuyau p123	53.26	198.2	27.6	0.89	3.95	PEHD
Tuyau p124	199.4	198.2	23.24	0.75	2.85	PEHD
Tuyau p125	99.99	35.2	0.65	0.67	20.03	PEHD
Tuyau p126	96.5	396.6	-126.78	1.03	2.2	PEHD
Tuyau p127	97.61	44	0.63	0.41	6.19	PEHD
Tuyau p128	67.55	35.2	0.44	0.45	9.71	PEHD
Tuyau 1	80.5	396.6	-128.03	1.04	2.24	PEHD

**IV-8-4-2- Cas de pointe + incendie :****Tableau IV-5:** caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+incendie)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m)
Noeud n1	77.6	2.15	20.8
Noeud n2	78.14	2.21	20.06
Noeud n3	78.88	1.68	18.99
Noeud n4	78.02	1.54	19.65
Noeud n5	76.55	1.16	20.82
Noeud n6	76.18	2.62	21.13
Noeud n7	77.65	1.77	21.45
Noeud n8	78.01	0.92	20.86
Noeud n9	78.53	0.39	19.88
Noeud n10	79.05	0.84	19.37
Noeud n11	76.95	1.3	22.04
Noeud n12	77.15	0.65	21.56
Noeud n13	77.36	0.23	21.04
Noeud n14	77.16	1.08	21.43
Noeud n15	77.3	0.51	20.28
Noeud n16	77.18	0.46	20.66
Noeud n17	77.42	0.83	20.33
Noeud n18	77.65	0.98	19.38
Noeud n19	77.9	0.48	18.29
Noeud n20	77.9	0.92	19.17
Noeud n21	78.5	0.46	17.83
Noeud n22	77.25	0.83	20.7

**SuiteduTableau IV-5:** caractéristiques des nœuds (pointe+incendie)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m)
Noeud n23	77.2	0.98	20.03
Noeud n24	77.35	0.48	19.04
Noeud n25	76.1	1.39	22.52
Noeud n26	76.6	1.01	21.28
Noeud n27	75.11	2.04	23.07
Noeud n28	75.65	0.87	20.79
Noeud n29	75.77	0.28	20.12
Noeud n30	75.64	1.82	22.17
Noeud n31	75.9	0.52	20.85
Noeud n32	75.79	0.97	21.95
Noeud n33	76.08	1.04	21.42
Noeud n34	76.45	0.33	20.76
Noeud n35	75.85	1.28	21.76
Noeud n36	76.83	0.58	19.32
Noeud n37	76.2	0.97	21.18
Noeud n38	76.25	0.32	20.86
Noeud n39	76.48	0.82	20.61
Noeud n40	76.83	0.45	19.56
Noeud n41	76.4	0.18	20.54
Noeud n42	75.9	1.5	21.65
Noeud n43	71.07	0.89	24.47
Noeud n44	71.2	0.51	24.01
Noeud n45	71.15	2.61	24.42

Suite du Tableau IV-5: caractéristiques des nœuds (pointe+incendie)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m)
Noeud n46	71.4	1.12	23.73
Noeud n47	71.55	0.24	23.22
Noeud n48	71	1.69	15.94
Noeud n49	71.35	0.86	15.38
Noeud n50	71.15	0.91	15.23
Noeud n51	71.7	0.87	14.45
Noeud n52	72.3	0.76	13.72
Noeud n53	72	0.17	13.88
Noeud n54	71.55	0.34	14.86
<b>Noeud n55</b>	<b>71.2</b>	<b>18.86</b>	<b>14.9</b>
Noeud n56	71.25	1.79	13.7
Noeud n57	72.1	1.62	18.53
Noeud n58	71.05	18.51	21.51
Noeud n59	71.35	2.26	23.4
Noeud n60	72.84	1.17	22.71
Noeud n61	72.72	1.13	21.15
Noeud n62	72.92	1.36	20.74
Noeud n63	72	0.86	21.14
Noeud n64	74.01	2.69	22.92
Noeud n65	74.1	0.92	22.72
Noeud n66	74.1	1.45	22.69
Noeud n67	74.35	0.45	21.75
Noeud n68	72.92	1.35	23.29

**Suite du Tableau IV-5:** caractéristiques des nœuds (pointe+incendie)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m)
Noeud n69	72.54	0.24	23.32
Noeud n70	75.1	2	19.29
Noeud n71	74.5	0.45	19.18
Noeud n72	75.5	1.57	17.82
Noeud n73	75	0.85	17.74
Noeud n74	74.7	0.36	17.67
Noeud n75	74.64	1.15	17.99
Noeud n76	75.68	2.05	17.4
Noeud n77	75.35	0.86	17.39
Noeud n78	75.7	0.81	16.22
Noeud n79	75.4	0.22	16.25
Noeud n80	74	1.49	18.41
Noeud n81	73.2	0.96	18.58
Noeud n82	74.64	0.41	16.74
Noeud n83	75.2	0.79	17.81
Noeud n84	74.8	0.38	17.78
Noeud n85	75.6	1.55	17.65
Noeud n86	74.85	1.02	18.55
Noeud n87	74.68	0.54	18.45
Noeud n88	75.38	0.4	17.57
Noeud n89	75.28	0.17	17.54
Noeud n90	74.3	1.01	19.31
Noeud n91	73.64	1.5	20.68

**Suite du Tableau IV-5:** caractéristiques des nœuds (pointe+incendie)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m)
Noeud n92	73.5	1.55	20.33
Noeud n93	73.3	0.55	20.12
Noeud n94	73.9	0.51	18.93
Noeud n95	73.35	0.25	20.08
Noeud n96	72.95	3.53	22.63
Noeud n97	71.64	1.15	17.31
Noeud n98	71.75	0.41	17.09
Noeud n99	72.19	0.79	16.33
Noeud n100	72.55	0.33	15.68
Noeud n101	72.63	0.18	15.73
Noeud n102	72.31	1.66	21.49
Noeud n103	72.75	0.5	20.1
Noeud n104	69.9	1.54	25.52
Noeud n105	75.2	1.35	23.13
Noeud n106	80.67	3.13	19.33
Noeud n107	82.55	2.12	17.8
Noeud n108	77.6	2.45	21.75
Noeud n109	76.46	4.22	20.44
Noeud n110	73.15	0.99	22.76
Noeud n111	71.65	0.26	23.03
Noeud n112	72.83	0.49	19.81
Noeud n113	71.2	0.34	21.62
Noeud n114	76.75	0.57	19.76

**Suite du Tableau IV-5: caractéristiques des nœuds (pointe+incendie)**

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m)
Noeud n115	79.52	0.65	18.48
Noeud n116	83.13	0.94	17.49
Noeud n117	82.98	0.31	17.39
Noeud n118	76.78	0.44	19.94
Noeud n119	46.42	0.44	20.42
Noeud n120	73.44	0.91	18.64
Noeud n121	72.67	0.24	12.99
Noeud n122	72.5	0.5	22.46
Noeud n123	81.6	0.65	16.75
Noeud n124	71.3	0.63	21.75
Noeud n125	78.88	0.44	18.89
Réservoir 1	100.85	-145.03	4

**Tableau IV-6 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+incendie)**

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p1	81.89	198.2	21.47	0.7	2.45	PEHD
Tuyau p2	208.7	198.2	16.97	0.55	1.58	PEHD
Tuyau p3	50.35	158.6	15.29	0.77	3.95	PEHD
Tuyau p4	114.9	158.6	12.37	0.63	2.65	PEHD
Tuyau p5	33.33	158.6	9.76	0.49	1.7	PEHD
Tuyau p6	20.14	66	2.59	0.76	11.35	PEHD
Tuyau p7	59.31	35.2	0.39	0.4	7.78	PEHD
Tuyau p8	61.64	55.4	1.28	0.53	7.29	PEHD
Tuyau p9	48.76	79.2	2.93	0.59	5.73	PEHD
Tuyau p10	34.97	28.2	0.23	0.37	8.9	PEHD
Tuyau p11	16.65	66	2.05	0.6	7.31	PEHD
Tuyau p12	79.2	35.2	0.51	0.52	12.75	PEHD
Tuyau p13	71.15	35.2	0.46	0.47	10.54	PEHD
Tuyau p14	50.09	66	2.29	0.67	9	PEHD
Tuyau p15	76.99	55.4	1.46	0.61	9.32	PEHD
Tuyau p16	73.68	35.2	0.48	0.49	11.4	PEHD
Tuyau p17	71.72	55.4	1.38	0.57	8.39	PEHD
Tuyau p18	70.44	35.2	0.46	0.47	10.54	PEHD
Tuyau p19	50.23	66	2.29	0.67	9	PEHD
Tuyau p20	77.01	55.4	1.46	0.61	9.32	PEHD
Tuyau p21	73.76	35.2	0.48	0.49	11.4	PEHD
Tuyau p22	68.01	55.4	1.58	0.66	10.81	PEHD

## Suite du Tableau IV-6 : caractéristiques des tronçons (pointe+incendie)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p23	91.62	44	1.15	0.76	18.98	PEHD
Tuyau p24	43	28.2	0.28	0.45	12.75	PEHD
Tuyau p25	80.29	35.2	0.52	0.53	13.22	PEHD
Tuyau p26	41.17	66	1.81	0.53	5.8	PEHD
Tuyau p27	51.49	35.2	0.33	0.34	5.73	PEHD
Tuyau p28	90.01	35.2	0.58	0.6	16.19	PEHD
Tuyau p29	49.08	35.2	0.32	0.33	5.42	PEHD
Tuyau p30	30.06	55.4	1.45	0.6	9.2	PEHD
Tuyau p31	69.28	35.2	0.45	0.46	10.12	PEHD
Tuyau p32	27.09	28.2	0.19	0.31	5.71	PEHD
Tuyau p33	32.66	66	1.73	0.51	5.33	PEHD
Tuyau p34	78.59	44	0.51	0.34	4.21	PEHD
Tuyau p35	94.18	66	1.62	0.47	4.72	PEHD
Tuyau p36	37.23	28.2	0.24	0.38	9.62	PEHD
Tuyau p37	19.73	79.2	4.15	0.84	11.03	PEHD
Tuyau p38	58.93	79.2	2.95	0.6	5.8	PEHD
Tuyau p39	80.94	79.2	2.04	0.41	2.92	PEHD
Tuyau p40	53.07	66	1.17	0.34	2.59	PEHD
Tuyau p41	26.29	28.2	0.2	0.32	5.15	PEHD
Tuyau p42	53.1	35.2	0.34	0.35	6.05	PEHD
Tuyau p43	121.8	44	0.79	0.52	9.41	PEHD
Tuyau p44	95.59	66	-3.52	1.03	20.25	PEHD

## Suite du Tableau IV-6 : caractéristiques des tronçons (pointe+incendie)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p45	130.6	123.4	-9.94	0.83	6.17	PEHD
Tuyau p46	31.91	79.2	3.19	0.65	6.72	PEHD
Tuyau p47	79.7	55.4	1.2	0.5	6.47	PEHD
Tuyau p48	33.17	176.2	18.39	0.75	3.3	PEHD
Tuyau p49	12.98	176.2	14.39	0.59	2.08	PEHD
Tuyau p50	68.7	35.2	0.45	0.46	10.12	PEHD
Tuyau p51	96.08	79.2	3.08	0.63	6.29	PEHD
Tuyau p52	37.27	28.2	-0.24	0.38	9.62	PEHD
Tuyau p53	141.8	110.2	12.49	1.31	16.92	PEHD
Tuyau p54	69.95	35.2	0.45	0.46	10.12	PEHD
Tuyau p55	96.54	110.2	10.04	1.05	11.14	PEHD
Tuyau p56	55.01	35.2	0.36	0.37	6.72	PEHD
Tuyau p57	37.5	79.2	2.06	0.42	2.97	PEHD
Tuyau p58	120.4	110.2	4.03	0.42	2	PEHD
Tuyau p59	23.39	79.2	4.75	0.96	14.25	PEHD
Tuyau p60	28.2	44	1.44	0.95	29.02	PEHD
Tuyau p61	33.25	28.2	0.22	0.35	8.21	PEHD
Tuyau p62	80.69	79.2	2.45	0.5	4.1	PEHD
Tuyau p63	148.1	55.4	0.96	0.4	4.28	PEHD
Tuyau p64	63.31	35.2	0.41	0.42	8.52	PEHD
Tuyau p65	24.31	79.2	4.44	0.9	12.54	PEHD
Tuyau p66	38.65	79.2	3.27	0.66	7.04	PEHD

Suite du Tableau IV-6 : caractéristiques des tronçons (pointe+incendie)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p67	58.36	35.2	0.38	0.39	7.42	PEHD
Tuyau p68	172.6	110.2	-2.96	0.31	1	PEHD
Tuyau p69	66.56	110.2	-4.32	0.45	2.27	PEHD
Tuyau p70	47.63	55.4	1.11	0.46	5.6	PEHD
Tuyau p71	35.24	44	0.57	0.37	5.15	PEHD
Tuyau p72	26.15	28.2	0.2	0.32	5.15	PEHD
Tuyau p73	42.84	110.2	-6.45	0.68	4.82	PEHD
Tuyau p74	112.2	110.2	-7.46	0.78	6.34	PEHD
Tuyau p75	35.48	66	2.86	0.84	13.68	PEHD
Tuyau p76	85.01	44	0.55	0.36	4.83	PEHD
Tuyau p77	78.5	35.2	0.51	0.52	12.75	PEHD
Tuyau p78	38.87	28.2	0.25	0.4	10.36	PEHD
Tuyau p79	82.8	110.2	-11.82	1.24	15.22	PEHD
Tuyau p80	20.5	66	1.71	0.5	5.22	PEHD
Tuyau p81	43.08	55.4	1.3	0.54	7.51	PEHD
Tuyau p82	50.38	35.2	0.33	0.34	5.73	PEHD
Tuyau p83	28.07	28.2	0.21	0.33	5.71	PEHD
Tuyau p84	137.6	79.2	-5.03	1.02	15.87	PEHD
Tuyau p85	77.27	35.2	0.5	0.51	12.29	PEHD
Tuyau p86	47.24	176.2	-16.18	0.66	2.6	PEHD
Tuyau p87	11.81	176.2	-17.58	0.72	3.03	PEHD
Tuyau p88	296.6	176.2	-21.81	0.89	4.57	PEHD

Suite du Tableau IV-6 : caractéristiques des tronçons (pointe+incendie)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p89	83.64	176.2	-42.89	1.76	16.72	PEHD
Tuyau p90	65.5	312.8	-97.31	1.27	4.4	PEHD
Tuyau p91	81.07	312.8	-100.28	1.3	4.66	PEHD
Tuyau p92	130.6	396.6	-141.01	1.14	2.7	PEHD
Tuyau p93	252.3	396.6	-137.23	1.11	2.56	PEHD
Tuyau p94	114.2	96.8	-10.85	1.47	24.97	PEHD
Tuyau p95	42.86	96.8	-13.71	1.86	39.22	PEHD
Tuyau p96	110.2	96.8	-11.81	1.6	29.41	PEHD
Tuyau p97	31.31	96.8	-16.13	2.19	53.78	PEHD
Tuyau p98	18.16	246.8	-27.24	0.57	1.28	PEHD
Tuyau p99	205.7	277.6	46.81	0.77	1.98	PEHD
Tuyau p100	163.6	277.6	-39.67	0.66	1.45	PEHD
Tuyau p101	35.11	277.6	-42.9	0.71	1.68	PEHD
Tuyau p102	72.38	277.6	-44.76	0.74	1.82	PEHD
Tuyau p103	35.46	277.6	-47.54	0.79	2.04	PEHD
Tuyau p104	164.1	277.6	-49.88	0.82	2.24	PEHD
Tuyau p105	58.63	277.6	-53.07	0.88	2.52	PEHD
Tuyau p106	443.5	246.8	-42.59	0.89	2.99	PEHD
Tuyau p107	71.04	312.8	-104.51	1.36	5.04	PEHD
Tuyau p108	75.12	66	1.49	0.44	4.04	PEHD
Tuyau p109	40.4	28.2	0.26	0.42	11.13	PEHD
Tuyau p110	97.91	35.2	0.49	0.5	11.84	PEHD

Suite du Tableau IV-6 : caractéristiques des tronçons (pointe+incendie)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)	Matériau
Tuyau p111	52.78	35.2	0.34	0.35	6.05	PEHD
Tuyau p112	87.36	35.2	0.57	0.59	15.68	PEHD
Tuyau p113	99.51	35.2	0.65	0.67	20.03	PEHD
Tuyau p114	48.38	35.2	0.31	0.32	5.12	PEHD
Tuyau p115	67.69	35.2	0.44	0.45	9.71	PEHD
Tuyau p116	67.89	35.2	0.44	0.45	9.71	PEHD
Tuyau p117	139.9	55.4	0.91	0.38	3.88	PEHD
Tuyau p118	37.12	28.2	0.24	0.38	9.62	PEHD
Tuyau p119	77.16	35.2	0.5	0.51	12.29	PEHD
Tuyau p120	79.74	66	2.65	0.77	11.85	PEHD
Tuyau p121	50.63	96.8	8.8	1.2	16.73	PEHD
Tuyau p122	190	96.8	14.64	1.99	44.58	PEHD
Tuyau p123	53.26	198.2	30.27	0.98	4.71	PEHD
Tuyau p124	199.4	198.2	25.91	0.84	3.5	PEHD
Tuyau p125	99.99	35.2	0.65	0.67	20.03	PEHD
Tuyau p126	96.5	396.6	-143.78	1.16	2.8	PEHD
Tuyau p127	97.61	44	0.63	0.41	6.19	PEHD
Tuyau p128	67.55	35.2	0.44	0.45	9.71	PEHD
Tuyau 1	80.5	396.6	-145.03	1.17	2.85	PEHD

### **IV-9- Interprétation des Résultats :**

La simulation du réseau à travers le logiciel EPANET nous a permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau à l'heure de pointe, du chauffe bain et du dernier niveau considéré il faut que la pression soit supérieure à 1 bar .  
Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre la marge de 0,3 à 1,5 m/s ( $0,3 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$ ) pendant l'heure de pointe et entre la marge de 0,3 à 2,5 m/s pendant le cas du pointe + incendie ( $0,3 \text{ m/s} < V < 2,5 \text{ m/s}$ ) .

$V < 1,5 \text{ m/s}$  pour éviter le bruit et les dégradations des conduites.

$V > 0,3 \text{ m/s}$  pour éviter les dépôts.

### **IV-10- Equipement du réseau de distribution :**

#### **IV-10- 1- Type de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD PN10, les diamètres utilisés varient entre 32 mm et 450 mm.

Les conduites prévues sont en PEHD, matériau qui présente un avantage en matière de qualité.

Les conduits sont génératrices de pertes de charges.

Lorsque le conduit est rectiligne il génère des pertes de charges régulières.

Les changements de direction et les organes traverses sont générateurs de pertes de charges singulières.

#### **IV-10- 2- Equipement d'incendie :**

Pour assurer la lutte contre l'incendie il a été prévu sur l'ensemble du projet 09 poteaux d'incendie .

Le réseau a été calculé suivant les normes de lutte contre l'incendie .

La bouche d'incendie doit être implantée suivant les normes de la protection civile, c'est à dire :

- Assurer une pression minimale de 1 bar.
- Doit être sur une conduite  $\text{Ø } 90\text{mm}$ .minim
- Doit couvrir un rayon de 150 mm.

- Un nombre de 09 bouches d'incendie ont été dégagés. 03 bouches localisés

#### **IV-10- 3- Critères techniques :**

Les canalisations seront en PEHD, **les piquages des bâtiments sera en diamètre 32 PEHD** avec un collier prise en charge et un robinet  $\frac{1}{4}$  de tour DN32 avec plaque d'assise et tube à longe.

La note de calcul du réseau sera vérifier avec le diamètre intérieur des conduites .

#### **IV-10- 4- Pression :**

C'est une grandeur physique qui s'exerce sur un liquide dans une conduite pour lui apporter l'énergie nécessaire qui permet de vaincre les différentes pertes de charges rencontrées dans cette conduite.

Pour le présent réseau on assurer une pression égale au moins à la hauteur du bâtiment plus 10 m c'est à dire :  $P = 4n + 10$  , donc on doit installer un surpresseur pour chaque bâtiment .

#### **Conclusion :**

Après avoir fait une simulation pour l'année 2048, on a constaté que le réseau de distribution de notre ville peut fonctionner normalement sans risque d'avoir des problèmes pendant le fonctionnement, notamment à l'heure de pointe où les vitesses et les pressions de services sont satisfaites.

# Chapitre V

## Les réservoirs

**Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les conduites d'adductions et le réseau de distribution, ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

Au cours d'une même journée, le débit d'apport d'eau est uniforme, alors que celui de la distribution est variable dans le temps. Le but est de réaliser une liaison entre ces deux régimes.

**V-1- Rôles des réservoirs :**

## ➤ Rôle d'emménagement :

On cas le débit d'apport supérieure au débit de distribution, la cuve doit ce remplit (stockage).et dans le cas contraire la cuve ce vidé (distribution).

## ➤ Rôle d'équilibre :

Dans le cas où le réseau s'allonge, il s'apparaisse des pressions faibles aux points les plus éloignée de réservoir principal, dans ce cas on installe un réservoir d'équilibre à l'extrémité qui permet d'augmenter les pressions et les débits dans cette partie.

- Assure la continuité de distribution en cas de l'arrêt de la pompe.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage pendant la nuit et distribution gravitaire pendant la journée).
- Assurer la réserve d'incendie. [1]

**V-2-Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car on doit tenir compte des considérations suivantes:

- L'alimentation du réseau de distribution doit ce faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération et c'est le cas pour notre ville.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation en eau.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau. [1]

### **V-3-classification des réservoirs :**

❖ D'après la nature d'un matériau on distingue :

- les réservoirs en béton armé.
- les réservoirs en maçonnerie.
- les réservoirs métalliques.

❖ D'après la situation au sol on distingue :

- les réservoirs enterrés.
- les réservoirs semi-enterrés.
- les réservoirs sur élevées. [3]

### **V-4-principe de la construction :**

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables, L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. Ils doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure (pluies, poussière, infiltration des eaux souterraines) et contre les élévations importantes de la température. Ils doivent être aérés pour éviter la contamination de l'eau. Ils doivent être faciles d'accès pour le nettoyage et leur installation doit permettre de vérifier en tout le temps leur étanchéité et les fissurations probablement apparentes.

En effet des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service. [3]

### **V-5- choix de la forme du réservoir :**

#### **V-5- 1-Formes :**

En générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires.

Pour notre projet on choisit des réservoirs de forme circulaire où Les avantages sont :

- une bonne stabilité et un moindre risque de fissuration.
- une capacité importante de stockage et bon brassage.
- facilité du nettoyage et de l'entretien. [3]

### V-5- 2- Hauteur d'eau :

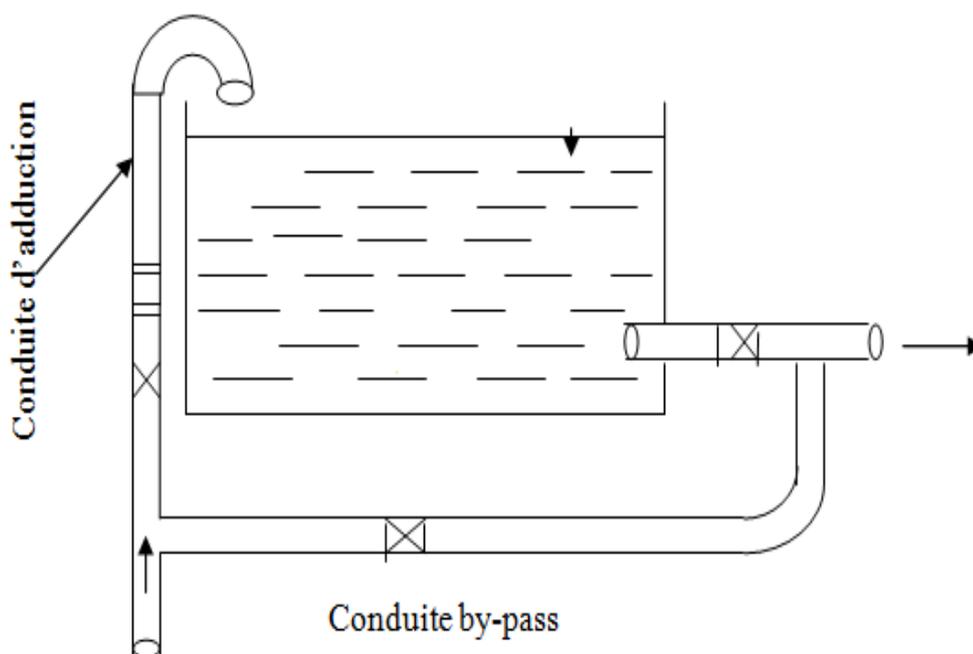
La hauteur optimale d'eau utile est située entre 3 et 6m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8m pour les grands ouvrages.

### V-6- Equipements du réservoir :

Le réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

#### V-6-1- 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 V-1).



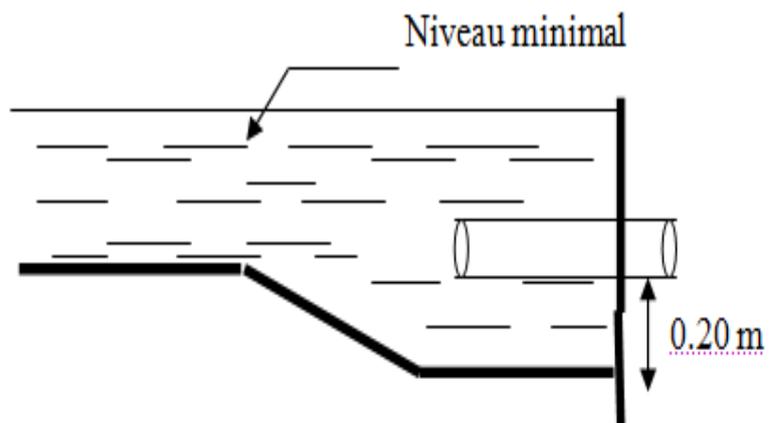
**Figure V-1** : conduite d'adduction

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.

**V-6-2- 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 V-2).



**Figure V-2 :** conduite de distribution

**V-6-3- 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.

**V-6-4- 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 V-3)

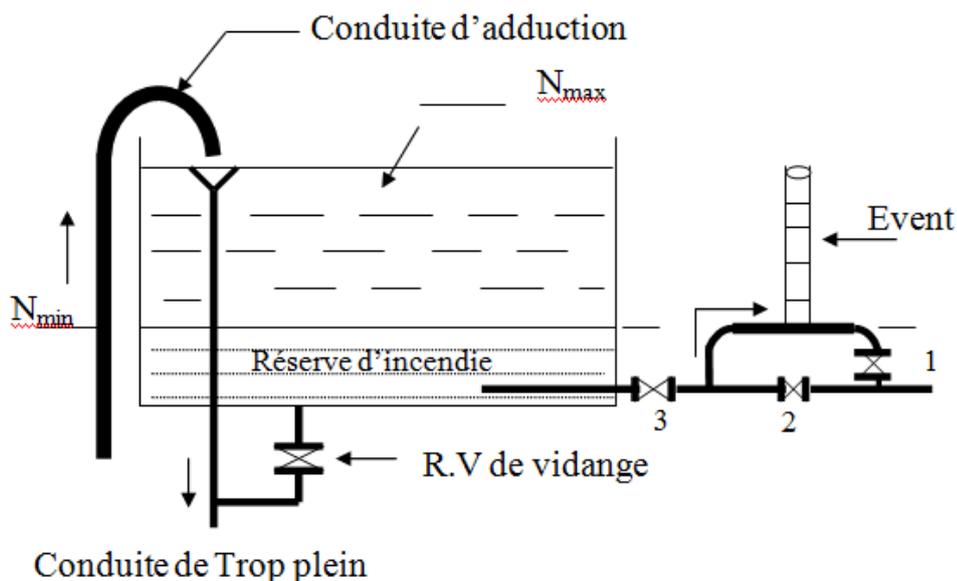


Figure V-3 : Matérialisation de la réserve d'incendie

#### V-6-5- Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (figure V-1).

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.

#### V-6-6- Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (N°V-3) présentée un système en siphon :

- (En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas de sinistre une zone d'eau morte ' qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

L'effet d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

### **V-7-Détermination de la capacité des réservoirs:**

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie.

C'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. [1]

#### **V-7-1-Principe du calcul : [1]**

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder :

-Soit à la méthode graphique : qui tient compte de la courbe de La consommation totale déduite à partir des coefficients de la variation horaire de la consommation et la courbe d'apport du débit alimenté pendant 24 h .

##### **V-7-1-1-La méthode analytique**

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

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

$V_r$  : capacité résiduelle ( $\text{m}^3$ ),

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{\max}$  :La consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

$V_T$ : capacité totale du réservoir ( $\text{m}^3$ ).

$V_{\text{inc}}$  : volume d'incendie estimé à  $120 \text{ m}^3$ .

##### **V-7-1-2-Méthode graphique**

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'alimentation gravitaire par le réservoir pendant 24 h ; en additionnant en

valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$a = \frac{|V^+|}{|V^-|} \quad (\%)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * a}{100} \quad (m^3)$$

Dont le volume total sera :  $V_t = V_r + V_{inc}$ .

En utilisons la méthode analytique, on calcul la capacité de réservoir d'alimentation de tête des réseau de distribution de la nouvelle ville de Bouinan.

\* pour notre cas les pompes travaillent 20 heures de 04h h à 24h

Tableau V -1 : calcul de la capacité du réservoir d'alimentation :

heures	consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1.5	0		-1.5	0.5
1-2	1.5	0		-1.5	-1
2-3	1.5	0		-1.5	-2.5
3-4	1.5	0		-1.5	-4
4-5	2.5	5	2.5		-1.5
5-6	3.5	5	1.5		0
6-7	4.5	5	0.5		0.5
7-8	5.5	5		-0.5	0
8-9	6.25	5		-1.25	-1.25
9-10	6.25	5		-1.25	-2.5
10-11	6.25	5		-1.25	-3.75
11-12	6.25	5		-1.25	-5
12-13	5	5	0		-5
13-14	5	5	0		-5
14-15	5.5	5		-0.5	-5.5
15-16	6	5		-1	-6.5
16-17	6	5		-1	-7.5
17-18	5.5	5		-0.5	<b>-8</b>
18-19	5	5	0		-8
19-20	4.5	5	0.5		-7.5
20-21	4	5	1		-6.5
21-22	3	5	2		-4.5
22-23	2	5	3		-1.5
23-24	1.5	5	3.5		<b>2</b>

Le volume résiduel est égal à :

$$V_r = \frac{|-8| + |2| * 7384.99}{100} = 738.5 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

$$V_t = 738.5 + 120 = 858.5 \text{ m}^3$$

Donc on projette un réservoir de **1000 m<sup>3</sup>** .

## V-8-Dimensions des réservoirs:

### V-8-1-Calcul du diamètre du réservoir :

H = 3 à 6m , on prend H = 4m

$$V = S * H \Rightarrow S_1 = \frac{V}{H} \Rightarrow S_1 = \frac{1000}{4} = 250 \text{ m}^2$$

Alors: **S = 250 m<sup>2</sup>**

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}}$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 250}{\pi}} = 17.85 \text{ m}$$

On prend : **D = 18 m**

### V-8-2-Hauteur de la réserve d'incendie :

$$H = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{250} = 0.48 \text{ m}$$

**H = 0.5 m**

## Conclusion :

Après l'étude profonde de ce chapitre nous avons conclu que l'alimentation de la nouvelle ville de Bouinan s'effectuera par l'implantation d'un réservoir de capacité totale de **1000 m<sup>3</sup>**.

# Chapitre VI

## Adduction

**Introduction :**

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner la conduite d'adduction afin de ramener l'eau potable des huit (08) forages de KHODEM par une conduite d'adduction , vers un point élevé du nouvelle ville de BOUINAN et qui sera le site du réservoir, ensuite la distribution de l'eau .

**VI-1- Notions générales sur les adductions :****VI -1-1- définition :**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technico-économique , en vu d'acheminer les eaux prélevées, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation. [3]

**VI-1-2- Type d'adduction :**

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

**VI-1-2-1-Adduction gravitaire :**

Un écoulement gravitaire est un écoulement qui se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente, pesanteur).

Dans le cas d'une canalisation gravitaire, la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil.

L'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression. [3]

**VI-1-2-2-Adduction par refoulement :**

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

**VI-1-2-3 -Adduction mixte :**

C'est une adduction où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. La conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire que par l'installation d'un réservoir tampon. [3]

**VI-1-3-Type d'écoulement :**

On distingue deux types d'écoulement :

**VI-1-3-1-Ecoulement à surface libre :**

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux d'amenée à ciel ouvert.

**VI-1-3-2-Ecoulement en charge :**

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la Pression atmosphérique .On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression Ou dans les adductions par refoulement. [4]

**VI-2- Etude d'adduction :**

L'objectif de ce chapitre est l'établissement d'un système d'adduction pour alimenter le réservoir de la nouvelle ville BOUINAN à partir du champ de captage de KODEM qui se compose de 8 forages (F1,F2,F3,F4,F5,F6,F7 et F8) par une conduite d'adduction .

Le tracé de la conduite d'adduction (forage-réservoir) est imposé par la topographie et la morphologie du terrain.

notre adduction va être divisé en deux parties :

1- Du champ de captage vers la station de pompage .

2- Du station de pompage vers le réservoir d'alimentation de la nouvelle ville .

Vue la complexité de l'étude de cette adduction on va faire juste la deuxième partie ( du station de pompage vers le réservoir ) .

Pour la première partie en va refouler l'eau des forages vers une bache d'eau qui est implantée juste à l'entré de la station de pompage .

### VI-3- Dimensionnement de la conduite d'adduction (station de pompage-réservoir) :

#### VI-3-1- Définition du système :

La conduite d'adduction permet d'alimenter le réservoir projeté, qui assure la distribution en eau potable de la nouvelle ville .

#### VI-3-2- Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

1. le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages (station de pompage - réservoir).
2. Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
3. Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (route, traversée de rivière).
4. Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.

#### VI-3- 3- Modèle de calcul:

Les données de départ :

Tableau VI-1 : données de départ

Q max j (m <sup>3</sup> /s)	$\frac{Q_{max j}}{TF}$ (m <sup>3</sup> /s)	C <sub>TP</sub>	C <sub>sp</sub>	L	ε(m)	μ (m <sup>2</sup> /s)	TF (h)	Prix kwh
7384.99	0.10257	104.85	49.01	5405.73	0.00001	0.000001	20	4.179

Le tableau VI-2 regroupe les caractéristiques de l'ouvrage de production (forage).

**Tableau V1-2 : ouvrage de production**

	CTN m	Cote1 m	Q l/s
F1	45.81	-27.81	15
F2	44.65	-25.35	15
F3	47.84	-22.16	15
F4	48.66	-21.34	20
F5	46.03	-23.97	15
F6	45.58	-24.42	20
F7	44.91	-25.09	15
F8	43.71	-26.29	15

**VI-3-4- Canalisation :**

Les ouvrages seront liés entre eux par une conduite en PEHD, dont le diamètre reste à définir.

Les raisons pour l'utilisation du PEHD sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité). Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet des rayons de courbures inférieurs aux réseaux traditionnels.
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuite.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie théorique : 50 ans à 20°C).
- bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
- insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).
- répond parfaitement aux normes de potabilité.

Dans le tableau IV-4, on note les caractéristiques de la canalisation tracée

**Tableau VI-3 : canalisation**

N°	Départ	Fin	Longueur réelle (ml)
01	Station de pompage	réservoir	5405.73

Les gammes de diamètre incluses dans les calculs sont regroupées dans le tableau VI-4.

**Tableau VI-4. : Diamètres nominaux PE100 ( PN16)**

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Pression nominale (bar)
200	18.2	163.6	16
225	20.5	184	16
250	22.7	204.6	16
280	25.4	229.2	16
315	30.6	254.8	16
400	36.3	327.4	16
450	40.9	368.2	16
500	45.4	409.2	16
560	50.8	458.4	16

### VI-3-5- Symbolique :

station de pompage : Point A

réservoir : Point B

Tronçon entre la station de pompage et le réservoir : Tronçon AB

### VI-4- Dimensionnement du tronçon AB :

Le tronçon AB représente la conduite qui relie la station de pompage et le réservoir . Elle démarre à une cote de 49.01 m et abouti, après un linéaire de 5405.73 ml, à la cote de 104.85 m.

La situation du station de pompage et sa cote sont déterminées. Il reste à déterminer le tracé de la conduite de refoulement sur le terrain est défini.

- En premier lieu, il faudra définir les caractéristiques hydrauliques de la conduite selon le débit possible à véhiculé .
- Les frais d'amortissement de la conduite augmentent dans le même sens que son diamètre.
- Les frais d'exploitation seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

#### VI-4-1 Diamètre économique :

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules.

$$1/ \text{ Formule de BRESSE : } Dec = 1.5 \sqrt{Q}$$

$$2/ \text{ Formule de BONNIN : } Dec = \sqrt{Q}$$

$$3/ \text{ Formule de MUNIER : } Dec = (1 + 0.02n) \sqrt{Q}$$

Avec :

n = nombre d'heures de pompage.

Q = débit en m<sup>3</sup>/s.

4/ Formule de VUIBERT : (conduites en fonte)

$$Dec = 1.547 \cdot \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} \cdot Q^{0.46} \quad (\text{Pompage continu})$$

$$Dec = 1.35 \cdot \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} \cdot Q^{0.46} \quad (\text{Pompage de 10h/24h})$$

Avec :

e= prix du kWh d'énergie.

f= prix du Kg de fonte.

**Remarque :** Puisque ces deux formules (BRESSE ,BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Et les deux formules (MUNIER, VUIBERT) ne peuvent pas être utilisées dans notre cas, vu que le groupe électropompe fonctionne 20h/24h et les conduites sont en PEHD.

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. la question qui se pose : quel diamètre économique doit-on opter ? pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part Les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitation. [1]

#### **VI-4-2-Etude technico-économique de l'adduction :**

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable , en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes , il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

#### **VI-4-3-Pertes des charges :**

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de DARCY –WEISBACH

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5}$$

Avec J : gradient de pertes de charges

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

g : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s<sup>2</sup>

D : diamètre (m)

$\lambda$  : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement

➤ En régime turbulent rugueux ( $Re > 560 \frac{D}{\varepsilon}$ ),

Le coefficient de frottement est donné par la formule de NIKURADZE.

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

➤ En régime transitoire ( $10 \frac{D}{\varepsilon} \leq \text{Re} \leq 560 \frac{D}{\varepsilon}$ )

Le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :  $\varepsilon$  : rugosité en (mm)

$\text{Re}$ : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante  $\text{Re} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$

$\gamma$  = la viscosité cinématique  $\gamma = 10^{-6} (\text{m}^2/\text{s})$ . [3]

#### **VI-4-3-1-Pertes de charges linéaires :**

Les pertes de charge linéaires sont dues au frottement de l'eau avec les parois des conduites, elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J \cdot L \quad \text{Avec} \quad J = \text{gradient de pertes de charge}$$

L : longueur de la conduite.

#### **VI-4-3-2-Pertes de charges singulières :**

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas).

$$\Delta H_s = 15\% \Delta H_L$$

IV-9-3-Pertes de charges totales :

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad \text{Avec} :$$

- $\Delta H_T$  : pertes de charges totales
- $\Delta H_L$  : pertes de charges linéaires

➤  $\Delta H_S$  : pertes de charges singulières

$$\text{Donc : } \Delta H_T = \Delta H_L + 0.15 \Delta H_L = 1.15 \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.15 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L$$

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement . [3]

#### **VI-4-4- Frais d'amortissement :**

Il augmente avec le diamètre de la canalisation .on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi « i » pour une période en principe égale a la durée de vie du matériel.

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i$$

Avec :

i : taux d'annuité (8 % en Algérie).

n : nombre d'années d'amortissement (30 ans).

Les résultats de calcul du frais d'amortissement sont donnés dans le tableau VII-5.

**Tableau VI-5 : frais d'amortissement**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement (DA)
200	6341.87	5405.73	8.88	3044291.66
225	8026.52	5405.73	8.88	3852975.21
250	9874.92	5405.73	8.88	4740263.77
280	12379.33	5405.73	8.88	5942457.21
315	15667.82	5405.73	8.88	7521033.04
400	25304.47	5405.73	8.88	15346395.87
450	31969.62	5405.73	8.88	18855736.38
500	39280.28	5405.73	8.88	23759248.96
560	49495.28	5405.73	8.88	3044291.66

**VI-4-5- Frais d'exploitation :**

Il faut déterminer d'abord les pertes de charge ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations D , connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer la hauteur manométrique totale (Hmt) correspondante à chaque canalisation D .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit Q de refoulement est le même, les pertes de charges sont calculées par la formule DARCY-WEISBACH , et le coefficient de frottement est calculé par la formule de COLEBROOK on utilisant les itérations , parce que le nombre de REYNOLDS ne dépasse pas  $560 \frac{D}{\varepsilon}$  .

**Tableau VI-6 : calcul de la hauteur manométriques totale (Hmt)**

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Vitesse ( m/s)	Nbr de Reynolds	$\lambda$ Colebrook	longueur (m)	Hg (m)	$\Delta$ HT (m)	HMT (m)
200	163.6	4.88	798259.75	0.013167443	5405.73	55.84	607.15	662.99
225	184	3.86	709757.04	0.013255054	5405.73	55.84	339.63	395.47
250	204.6	3.12	638295.68	0.013360166	5405.73	55.84	201.37	257.21
280	229.2	2.49	569787.50	0.01349836	5405.73	55.84	115.32	171.16
315	254.8	2.03	506576.01	0.013667741	5405.73	55.84	70.01	125.85
400	327.4	1.22	398886.06	0.014086784	5405.73	55.84	<b>20.24</b>	<b>76.08</b>
450	368.2	0.96	354685.76	0.014326037	5405.73	55.84	11.44	67.28
500	409.2	0.78	319147.84	0.01455827	5405.73	55.84	6.86	62.70
560	458.4	0.62	284893.75	0.014825134	5405.73	55.84	3.96	59.80

**Remarque :**

-Pour le calcul des pertes de charge, on a introduit le diamètre intérieur de la conduite.

-pertes de charge singulières ont été estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$H_g = (C_{tp} - C_{pj}) = (96.85 - 49.01) = 55.84 \text{ m.}$$

Avec :

C<sub>tp</sub> : la cote du trop plein du réservoir en mètre.

C<sub>st</sub> : la cote du terrain naturel du station de pompage .

IV-11-Puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée est donnée par :

$$p = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \text{ (Kw)}$$

Avec :Q : débit de la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

$\eta$  : rendement de la pompe = 82%

#### **VI-4-5-1-Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :**

L'énergie consommée en une année est :

$$E=P.T.365 \quad (\text{kw.h})$$

Avec E : énergie consommée exprimée en (kw.h)

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas on prend T = 20h)

P : puissance absorbée par la pompe en kw. [5]

#### **VI-4-5-2-Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh), ils sont donnés par:

$$Fe = C. E \quad (\text{DA})$$

Avec : C : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ (C = 4,179DA)

E : Energie totale dépensée par la pompe.

Les résultats du calcul de la consommation électrique en KWH et le prix d'exploitation sont donnés dans le Tableau VII-7.

**Tableau VI-7 : consommation en KWH et prix de l'exploitation**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
200	662.99	813.54	5938835.91	4.179	24818395.26
225	395.47	485.27	3542466.09	4.179	14803965.81
250	257.21	315.62	2303999.24	4.179	9628412.82
280	171.16	210.03	1533227.40	4.179	6407357.31
315	120.70	148.11	1081211.91	4.179	4518384.55
400	76.08	93.35	681465.82	4.179	2847845.67
450	67.28	82.56	602670.43	4.179	2518559.71
500	62.70	76.93	561620.56	4.179	2347012.31
560	59.80	73.38	535652.00	4.179	2238489.70

t : désigne le nombre d'heures /jour de fonctionnement de la pompe (20 heures).

$\eta$  : Rendement de la pompe en %, (Pour notre cas  $\eta=82\%$ ).

#### **VI-4-6- Bilan :**

Pour chaque diamètre  $D_i$ , on fait la somme ( $T_i$ ) du frais d'amortissement ainsi que le frais d'exploitation. Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total  $T_i$  le plus faible.

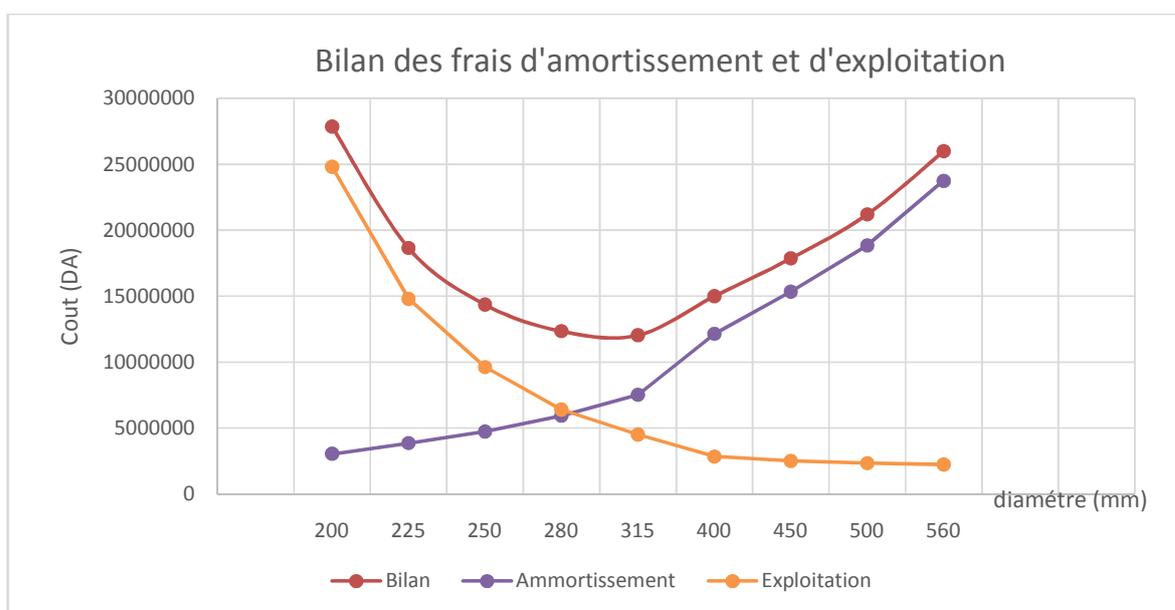
Le Tableau VI-8 regroupe les valeurs de  $T_i$  (bilan) qu'on les a calculé pour chaque diamètre  $D_i$ .

**Tableau VI-8 : bilan**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
200	3044291.66	24818395.26	<b>27862686.92</b>
225	3852975.21	14803965.81	<b>18656941.02</b>
250	4740263.77	9628412.82	<b>14368676.59</b>
280	5942457.21	6407357.31	<b>12349814.51</b>
315	7521033.04	4518384.55	<b>12039417.59</b>
400	12146919.92	2847845.67	<b>14994765.59</b>
450	15346395.87	2518559.71	<b>17864955.58</b>
500	18855736.38	2347012.31	<b>21202748.69</b>
560	23759248.96	2238489.70	<b>25997738.65</b>

Pour le choix du diamètre économique. J'ai pris le diamètre qui a le faible cout (T) en respectant la vitesse admissible dans une canalisation de refoulement (0.5 à 2) m/s .

Les résultats du tableau VI-8 sont représentés graphiquement



**Figure VI-1 cout total(frais d'amortissement+frais d'exploitation) en fonction du diamètre**

Après le calcul du diamètre économique de la conduite d'adduction (station de pompage - réservoir ) on a arrivé à déterminer les caractéristiques géométriques de la conduite , mais vue que la vitesse admissible dans une canalisation de refoulement (0.5 à 2) m/s ( pour DN315  $v=2.03$  m/s ) on choisit le diamètre qui vient par la suite ( DN 400 ) , les résultats sont mentionnées dans le tableau VI-9

**Tableau VI-9 : Caractéristiques du tronçon AB**

Débit l/s	Longueur (ml)	Dext (mm)	Dint (mm)	$\epsilon$ (mm)	V (m/s)	$\Delta h$ (mce)	HMT (m)
102.57	5405.73	400	327.4	0.01	1,22	<b>20.24</b>	<b>76.08</b>

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre on a déterminé le diamètre économique de la conduite d'adduction en se basant sur une étude technico-économique.

Les caractéristiques de la conduite de refoulement (diamètre, longueur, matériau). Sont nécessaire pour le choix de la pompe ainsi que pour sa protection contre le régime transitoire.

# Chapitre VII

## Etude de pompage

**Introduction :**

La situation des forages et ses cotes sont déterminées. Il reste à déterminer les caractéristiques des pompes du chaque forage qui a une double fonction : absorber et refouler l'eau vers le réservoir .

Dans ce chapitre, on va parler des moyens de pompages des eaux souterraines ainsi que les conditions de leur installation.

**VII-1-Définition**

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique . Elle peut être une pompe à axe :

-horizontal

-vertical

-oblique

**VII-2-choix du type d'installation :**

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (5 à 6m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).
- Pour une profondeur de (10à60) m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour notre cas , le niveau dynamique de tous les forages se trouve a une profondeur de 10 à 60 m. Donc on choisit pour le pompage des groupes électropompes immergés qu'on va déterminer ses caractéristiques a l'aide du logiciel CAPRARI. [5]

**VII-3– choix de la pompe :****VII-3-1-Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe :**

La hauteur d'élévation se calcule ainsi :

$$HMT = H_g + \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref})$$

Avec :

$$\sum \Delta H = \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref})$$

Hg : la hauteur géométrique (c'est la différence entre les deux plans d'eau d'aspiration et celui de refoulement).

Plan d'eau d'aspiration (la cote du niveau dynamique).

Plan d'eau de refoulement (la cote du trop-plein).

$$\text{HMT} = H_g + \sum \Delta H \quad [5]$$

donc :

**Tableau VII-1 : Débit et HMT de la station de pompage :**

	<b>Cote1 m</b>	<b>Cote2 m</b>	<b>HG m</b>	<b>Q l/s</b>	<b>Perte de charge</b>	<b>HMT m</b>
<b>SP</b>	49.01	104.85	55.84	102.57	<b>20.24</b>	<b>76.08</b>

Il nous reste qu'introduire le débit  $Q_{ref}$  et la HMT dans le logiciel CAPRARI pour le choix de la pompe.

### **VII-3-2-critères du choix du type de pompe :**

Les différentes contraintes qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe à adopter résultent de l'examen des diverses conditions à satisfaire.

- Satisfaire le débit a assuré.
- Satisfaire les hauteurs d'aspiration et de refoulement.
- Se tenir dans la zone de rendement maximal conduisant au cout le plus faible du mètre cube pompé.
- Vitesse de rotation élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Poids et encombrement faible.
- (NPSH) r minimale. [5]

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans les tableaux suivantes :

**Tableau VII-2 : Variantes pour le choix du type de pompe de la station de pompage :**

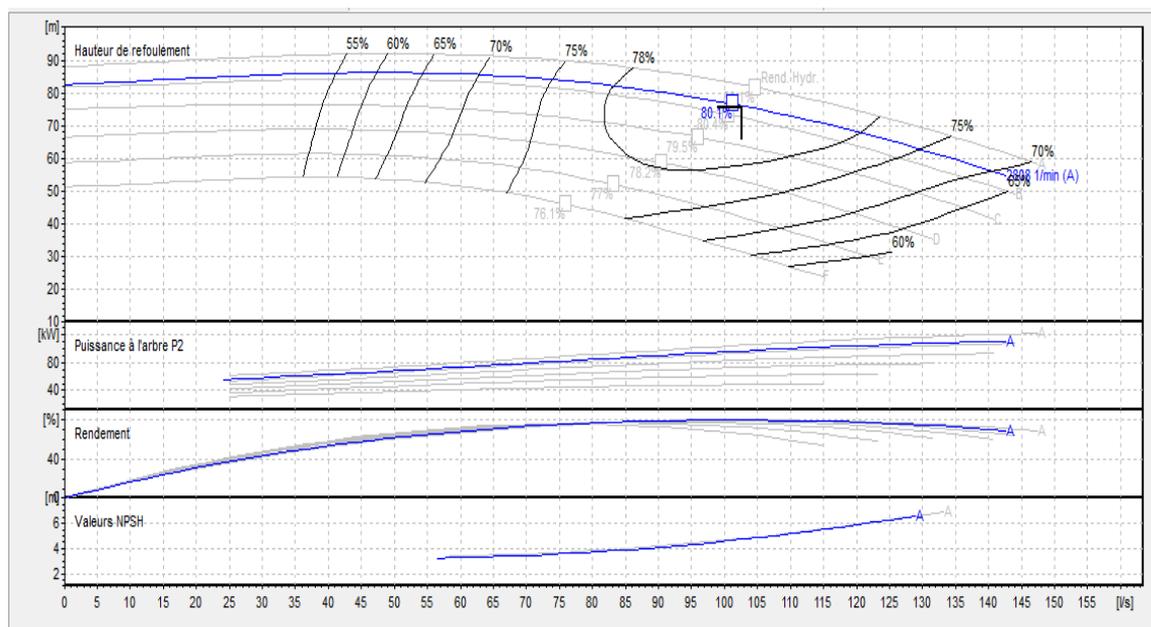
Nombre de pompe	Q ref (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	$\eta$ (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	102.57	76.08	MEC-AZRBH 2/125A	80.1	2810	132	4.73
2	51.29	76.08	MEC-AZ 3/100B	77.9	2860	75	4.55
4	25.64	76.08	PM 80/2B	74.8	2880	30	3.94
8	12.82	76.08	PM 80/6A	73.6	1490	15	1.58
16	6.41	76.08	HMU50-2/8B	70.5	1470	7.5	1.53

**Conclusion:**

On opte pour un nombre de pompe une (01) de type MEC-AZRBH 2/125A en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques .

**VII-4-Courbes caractéristiques des pompes :**

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [ $p$  - Q],[NPSHr - Q]. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par les figures :



**Figure VII.1 :Les courbes caractéristiques d'une pompe de type MEC-AZRBH 2/125A**

### VII-5- Point de fonctionnement d'une pompe

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

### VII-6-Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

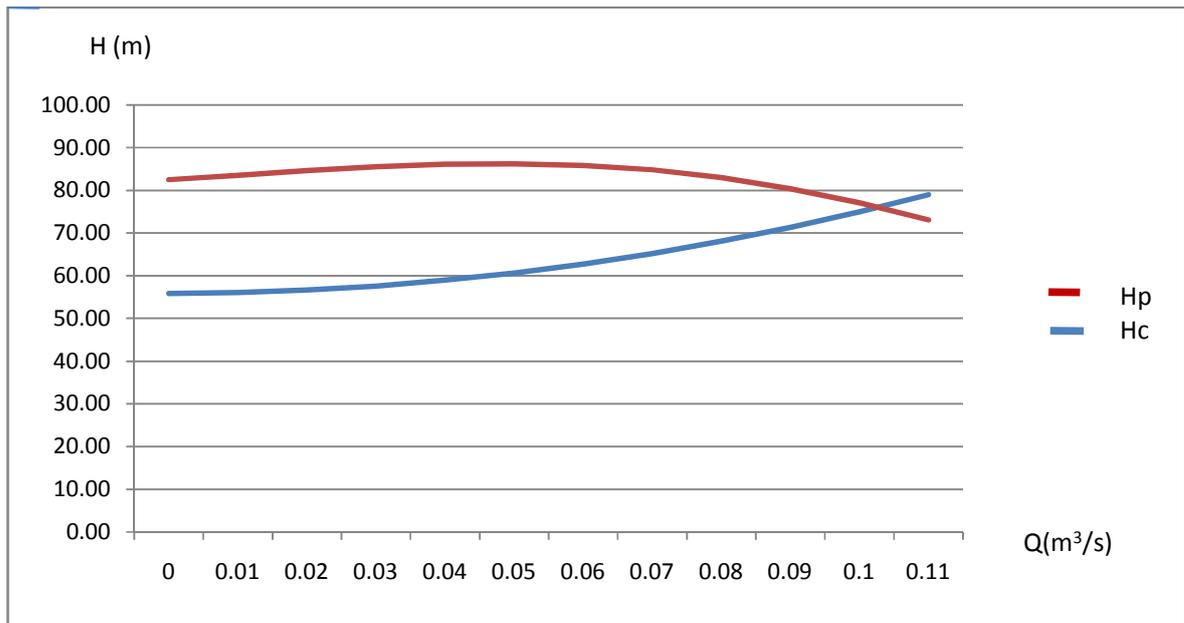
$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin}$  et  $\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

**Tableau VII-3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement**

Q	Hg	L ref	D ec	D ec int	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$	$\Delta h_t$	Hc
(m <sup>3</sup> /h)	(m)	(m)	(mm)	(mm)		(m)	(m)	(m)
0	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	0.00	0.00	55.84
0.01	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	0.17	0.19	56.03
0.02	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	0.67	0.77	56.61
0.03	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	1.50	1.72	57.56
0.04	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	2.66	3.06	58.90
0.05	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	4.16	4.78	60.62
0.06	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	5.99	6.89	62.73
0.07	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	8.15	9.38	65.22
0.08	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	10.65	12.25	68.09
0.09	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	13.48	15.50	71.34
0.1	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	16.64	19.14	74.98
0.11	55.84	5405.73	400	327.4	0.014	20.13	23.15	78.99

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (VII-2).



**Figure VII-2: Point de fonctionnement de la pompe**

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$(Pf) = Q_{pf} = 102.57 \text{ m}^3/\text{h} = Q_{app} = 102.57 \text{ m}^3/\text{h}.$$

### VII-7-Modes de réglage [5]

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

#### VII-7-1 Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande comme dans le cas du 2emepompe on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

##### VII-7-1-1- Réglage qualitatif :

c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

##### VII-7-1-2- Réglage quantitatif :

appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

$-\eta_{\substack{inst \\ ap, van}}$  : rendement de l'installation après le vannage (%);

$-\eta_{\substack{inst \\ av, van}}$  : rendement de l'installation avant le vannage (%);

$-H_{app}$  : hauteur manométrique appelée (m);

$-h_v$  : différence entre la hauteur  $H'$  et la hauteur appelée.  $h_v = H' - H_{app}$

$-H'$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe  $(H-Q)_R$  (m).

### VII-7-1-3- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

### VII-7-1-4-Diminution de temps de pompage :

dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$$

$t$  : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$t'$  : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$Q_{pf}$ : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ( $m^3/h$ ).

### VII-7-1-5- Changement du type de la pompe

si cela est possible.

### VII-7-1-6- Rognage :

C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques .

## VII-7-2- Débit disponible < Débit appelé :

### VII-7-2-1- Qualitatif :

augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

### VII-7-2-2- Changement de type de pompe.

si cela est possible.

#### Remarque :

Pour notre cas , on a pas un mode de réglage parce que le débit appelé égale au débit au point de fonctionnement .

## VII-8-Choix du moteur électrique

### VII-8-1-Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

### VII-8-2-Caractéristiques de moteur : [5]

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- Vitesse nominale : 2950 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 132KW
- Courant nominale : - A
- Type de moteur : 3~
- classe d'isolation : F
- degré de protection : IP55

### VII-9-Etude de la cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

la condition suivante doit être vérifiée :  $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$ : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,3 - 0,5)$  m.

On prend :  $r = 0,5$  m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_a^2}{2g}$$

$V_a$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

$P_{at}$  : pression atmosphérique (m.c.e) ;  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$

Avec :  $H$  : altitude de la station.

$T_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

**Tableau VII-4: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température**

$T^\circ$ (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$T_v$ (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

$-\Delta h_{asp}$  : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$$

$-\Delta h_{asp}^{lin}$  elle sera estimée par :  $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

$-V_{asp}$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s),

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2}$$

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a > DN$$

Avec :  $DN$  : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm). [5]

Pour les installations en charge :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$

-  $\nabla_{axe}$  : niveau de l'axe de la pompe (m) ;

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

Pour notre cas on a :

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 4.73$  m
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 45.01 = 10.27$  m
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20$  °C :  $T_v = 0,24$  m c e
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :

$$DN = 150 \text{ mm}$$

$$D_a = 400 \text{ mm}$$

Il faut vérifier :  $V_a < 1$  m/s .

$$\square \text{ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 0.10257}{3,14 * 0,4^2} \Rightarrow V_a = 0.82 \text{ m/s} \quad \text{C'est vérifié .}$$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 10}{1000} = 0.1 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,115 \text{ m}$

-La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 4.73 + 0,5 - 10.27 + 0.24 + 0.115 + \frac{0.82^2}{2 * 9.81} \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 4.65 \text{ m.}$$

Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10.27 - 4.73 - 0.24 - \frac{0.82^2}{2 * 9.81} - 0.5 - 0,115 = 4.65 \text{ m}$$

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10.27 - 4.73 - 0.24 - \frac{0.82^2}{2 * 9.81} - 0.5 - 0.115 = 4.65m$$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 49.01 + 4.35 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 53.66m$

**Conclusion :**

Donc on a déterminé le type et le point de fonctionnement de la pompe et on a équilibré le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau .

# Chapitre VIII

## Lutte contre le coup de bélier

**Introduction :**

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou en Refoulement. On en peut le définir également comme une étape du régime transitoire où les paramètres prépondérants (P, V) sont rapidement variables.

**VIII-1- les Causes du coup de bélier :**

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes electro-pompes.
- démarrage d'un ou plusieurs groupes electro-pompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. [1]

**VIII -2-Les risques dus aux coups de bélier: [1]****VIII -2-1- Fortes pressions:**

En cas ou la somme de La surpression due aux coups de bélier et la pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

**VIII -2-2-Pression négative:**

Cette pression peut apparaître soit à la suite d'une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe.

Si cette pression devient inférieure à **-10 m.c.e** il se produit par la suite :

- l'implosion de la conduite.
- l'aspiration des joints.
- décollement de l'enduit interne de protection.

**VIII -2-3-Fatigues des conduites:**

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites.

**VIII-3-Moyen de protection contre le coup de bélier :**

On pratique il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à le limiter à une valeur compatible à la résistance des installations.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier sont les suivant:

**VIII-3-1- Cheminée d'équilibre :**

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette Cheminée jouer le même rôle que ce

premier mais dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

### **VIII-3-2- Soupape de décharge :**

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le cas échéant le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il ya lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.

### **VIII-3-3- Volant d'inertie :**

calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

### **VIII-3-4- Réservoirs d'air :**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité Contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations contre les surpressions et les dépressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air Grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

### **VIII-4- Analyse physique du phénomène du coup de bélier :**

**1<sup>ere</sup> phase :** Après la fermeture de la vanne, l'eau poursuit son parcours et s'accumule au niveau aval de la conduite qui provoque un gonflement successive de cette dernière, Une onde de surpression prend naissance au départ de la vanne et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance L avec une célérité a.

Au bout de ce temps la conduite sera en surpression et le temps mis par l'onde

est  $\frac{L}{a}$  avec  $a=c$ .

**2<sup>ème</sup> phase :** Vidange de la conduite dans le réservoir qui due à la contraction en niveau amont de cette dernière, vu son élasticité elle reprend son diamètre initial successivement du réservoir jusqu'à la vanne au bout de temps  $\frac{L}{a}$  (c'est-à-dire  $\frac{2L}{a}$  depuis l'origine),

**3<sup>ème</sup> phase :** Départ d'onde de dépression de la vanne vers le réservoir, la conduite sera complètement dépressée au bout de temps  $\frac{L}{a}$  (c'est-à-dire  $\frac{3L}{a}$  depuis l'origine).

**4<sup>ème</sup> phase :** Vidange du réservoir dans la conduite qui due au départ d'onde de surpression du réservoir vers la vanne, la conduite grâce à son élasticité reprend sa forme initiale

Au bout de temps  $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine.

### VIII -5-Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier:

On pratique le volume du réservoir d'air anti-bélier ce déterminer en supposant que les conduites non enterrée c'est-à-dire on néglige l'effet du sol : c'est ce qui ne reflète pas la réalité, vu que les réseaux sont toujours enterrés ce qui nous donne un mal dimensionnement de réservoir d'air.

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes

Mais nous choisissons la méthode de VIBERT :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

En fonctionnement normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par  $Z_0$  et  $U_0$ .

Avec :

$Z_0$  : La pression absolue en m.c.e.

$U_0$  : volume d'air dans la cloche en régime permanent ( $m^3$ ).

Le volume d'air est calculé par la formule suivante :

$$U_0 = L \cdot S \cdot \frac{h_0}{Z_0} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (m^3)$$

Avec :

L : Longueur de la canalisation (m).

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

$V_0$  : la vitesse initiale d'écoulement (m/s).

**VIII-5-1-les caractéristiques de la conduite de refoulement:**

L'adduction de champ de captage KHODEM vers la nouvelle ville de Bouinan ce fait par une conduite de refoulement de caractéristiques suivants:

Longueur:  $L = 5405.75 \text{ m}$

Diamètre :  $D = 400 \text{ mm}$

Conduite en PEHD d'épaisseur :  $e = 36.3 \text{ mm}$

Hauteur géométrique :  $H = 55.84 \text{ m}$

Nous avons :

$$\text{Debit refoulé: } Q_r = \frac{Q_{\max j}}{20} = \frac{7384.99}{20} = 369.25 \text{ m}^3/\text{h} = 0,10257 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{La section de la conduite : } S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow S = 0,084 \text{ m}^2$$

$$\text{Vitesse d'écoulement : } V_0 = \frac{Q_r}{S} = 1.22 \text{ m/s}$$

**VIII-5-2-Calcul de la célérité d'onde :**

Pour le calcul de la célérité d'onde , on a le cas d'une conduite enterrée :

La célérité d'ondes est calculée par la formule suivante:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2K \cdot a(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2)aE_s + E_m e_m(1 - v_s)}}} \quad (\text{m/s})$$

Avec:

$a$ : rayon intérieur de la conduit (m).

$v_m$  : coefficient de poisson du matériau de la conduite en PEHD.  $v_m = 0,46$

$v_s$  : : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $v_s = 0,33$

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite.  $E = 3.10^3 \text{ MPa}$

$E_s$  : module de Young du sol considéré.  $E_s = 200 \text{ MPa}$

$e_m$  : épaisseur de la conduite(m).

**Application numérique :**  $C = 509.05 \text{ m/s}$

**VIII-5-3-calcul du volume d'air :**

**A-conduite non enterrée :**

➤ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} = 55.84 + \frac{509.06 \cdot 1.22}{9,81} = 119.15 \text{ m}$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 55.84 + 10 = 65.84 \text{ m .}$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 119.15 + 10 = 129.15 \text{ m .}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{129.15}{65.84} = 1.96$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.22^2}{2 \cdot 9.81} = 0,0759$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.0759}{65.84} = 1.15 \cdot 10^{-3}$$

Nous avons:

$$\diamond \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.96$$

$$\diamond \frac{h_0}{Z_0} = 1.15 \cdot 10^{-3}$$

Après l'utilisation de l'Abaque de **VIBERT ( Annexe VIII-1 )** on trouve:

$$\frac{U_0}{LS} = 6.7 \cdot 10^{-3} \Rightarrow U_0 = 6.7 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot S = 6.7 \cdot 10^{-3} \cdot 5405.75 \cdot 0,084 = 3.04 \text{ m}^3$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,57 \Rightarrow Z_{\min} = 0,57 \cdot Z_0 = 0,57 \cdot 65.84 = 37.53 \text{ m}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \cdot Z_0}{Z_{\min}} = \frac{3.04 \cdot 65.84}{37.53} = 5.33316 \text{ m}^3 = 5333.16 \text{ l}$$

En tenant compte de la sécurité :  $U_{\max} = 5433.16$  litres

### Conclusion :

Après l'étude profonde de ce chapitre on remarque que dans le cas où la conduite est enterrée, le volume du réservoir d'air anti-bélier est inférieur à celui correspondant au cas où la conduite est libre .ce qu'il nous donne donc une économie sur le dimensionnement du réservoir d'air. Pour notre cas on dimensionne ce réservoir on tenir compte la conduite enterrée.

# Chapitre IX

## Les surpresseurs

**Introduction :**

Lorsque la pression d'eau des distributions urbaines devient insuffisante pour alimenter les étages supérieures des immeubles, il est nécessaire de prévoir un système de surpression autonome ou automatique .

**IX-1- Objectif :**

Le but du chapitre est de connaître :

- l'intérêt d'utiliser un surpresseur :
- la composition de l'appareil
- Son fonctionnement
- L'intérêt procuré par la variation de vitesse

**IX-2- Définition de surpression :**

On entend par la surpression est l'augmentation de pression dans les points le plus défavorable (plus haut dans un immeuble) pour garantir un bon confort à notre utilisateur (douche, bain, etc. ...)

**IX-3- Définition d'un surpresseur :**

est un ensemble des pompes équipées des composants électromécaniques pouvant fonctionner, automatique et autonome.

- Schémas problème de pression :

**IX-5- Type de surpresseur :**

- surpresseur à vitesse fixe
- surpresseur à vitesse variable

**IX-5-1- A vitesse fixe :**

Le démarrage et l'arrêt de la pompe sont généralement automatiques soit par la régulation manométrique, soit par la régulation débitmétrique.

**IX-5-2- Surpresseur à vitesse variable :**

La performance d'une pompe centrifuge liée directement à sa vitesse de rotation.

Si on augmente la vitesse de débit, la puissance, la pression sont aussi augmentés.

En pratique la variation de vitesse est réalisée par la variation, de fréquence du courant d'alimentation du moteur.

**IX-6- Raccordement de surpresseur :**

Le raccordement du surpresseur au réseau d'eau peut se faire de deux façons :

- Raccordement sur bache
- Raccordement sur eau de ville. [7]

**IX-7- Constituants de station de surpresseur : [7]**

La station de surpression comprend :

1-Groupe électropompe : comprend une pompe et un seul moteur.

2-Pressostats : ce sont des contacts électriques fonctionnant à l'aide de la pression de l'eau. Alors la pompe fonctionne dans le cas où :

$P \leq P_{\min}$  ( $P_{\min} = 1 \text{ bar}$ ) et arrêter si :

pour les bâtiments R+14 :  $P \geq P_{\max}$  ( $P_{\max} = 7 \text{ bars}$ )

pour les bâtiments R+9 :  $P \geq P_{\max}$  ( $P_{\max} = 5 \text{ bars}$ )

pour les bâtiments R+5 :  $P \geq P_{\max}$  ( $P_{\max} = 3.4 \text{ bars}$ )

3-Armoire électrique : comprend les équipements électriques nécessaires à l'automatisation.

4-R. hydropneumatique : assure la pression nécessaire dans le réseau lorsque les pompes sont arrêtés, on l'emploie dans la côte de refoulement.

5-Une poire de niveau: pour la protection de surpresseur dans le cas où il n'y a pas d'eau

**IX-9- Choix de la pompe de refoulement :**

Pour le choix des pompes on a utilisé le logiciel KSB easysselect .

on a assuré 1 bar pour chaque bâtiment :

$$Q_{\text{dim}} = K_S \cdot Q_{\text{app}}$$

$$K_S : \text{coefficient de simultanéité , } K_S = \frac{1}{\sqrt{n-1}}$$

n : nombre de robinet vanne .

$Q_{\text{app}}$ : débit appelé par les RV du bâtiment .

Robinet	Débit (l/s)
Evier	0,20
Lavabo	0,20
Bidet	0,20
Baignoire	0,33
WC	0,12
Lave le linge	0,20
laver la vaisselle	0,10

$$H_{mt} = 4n + 10 + \Delta H$$

$$\Delta H = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$\Delta H_L$ : pertes de charge linéaires ou pertes de charge produites par le frottement du fluide sur la paroi de la canalisation . on adopte en générale 0.3 m par étage pour un vitesse de circulation maximum de 2 m/s .

$\Delta H_S$  : pertes de charge singulières ou pertes de charge produites par les accidents de parcours (coudes , tés , ...etc ) et par les organes situant sur le circuit ( vannes , ... ) , elles sont estimées de 15% du pertes de charge linéaires .

**1- Pour les bâtiments R+14 (56 logements / bâtiment ):**

Robinet	Débit (l/s)
Evier	56*0,20=11.2
Lavabo	56*0,20=11.2
Bidet	56*0,20=11.2
Baignoire	56*0,33=18.48
WC	56*0,12=6.72
Lave le linge	56*0,20=11.2
laver la vaisselle	56*0,10=5.6

$$Q_{\text{app}} = 75.6 \text{ l/s} \quad K_s = \frac{1}{\sqrt{(56*7)-1}} = 0.051$$

$$Q_{\text{dim}} = 75.6 * 0.051 = 3.86 \text{ l/s} = 13.9 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{\text{mt}} = H_b + 10 + \Delta H$$

$$H_b = 14 * 4 = 56 \text{ m} \quad \Delta H_L = 0.3 * 14 = 4.2 \text{ m}$$

$$\Delta H_S = 4.2 * 0.15 = 0.63 \text{ m}$$

$$\Delta H = 4.83 \text{ m}$$

$$H_{\text{mt}} = 56 + 10 + 4.83 = 70.83 \text{ m}$$

### **Caractéristiques du système**

Exécution : Installation multi-pompes (fonct. parallèle)

Fabricant : KSB

Type : Surpresschrom SIC.2B SVP 6.4.8 V

pompe(s) : Movitec V006/08 B

Nombre de pompes : 4

Nombre d'étages : 8

Mode de fonctionnement : Vitesse variable

Raccordement direct .

Pompe de secours : 2 .

### **Caractéristiques de fonctionnement**

Débit 14.00 m<sup>3</sup>/h

Hauteur manométrique tot. 71.85 m

Pression d'enclench. BP 7.93 bar

Surpresschrom SIC.2B SVP 6.4.8 V

No. de version: 1

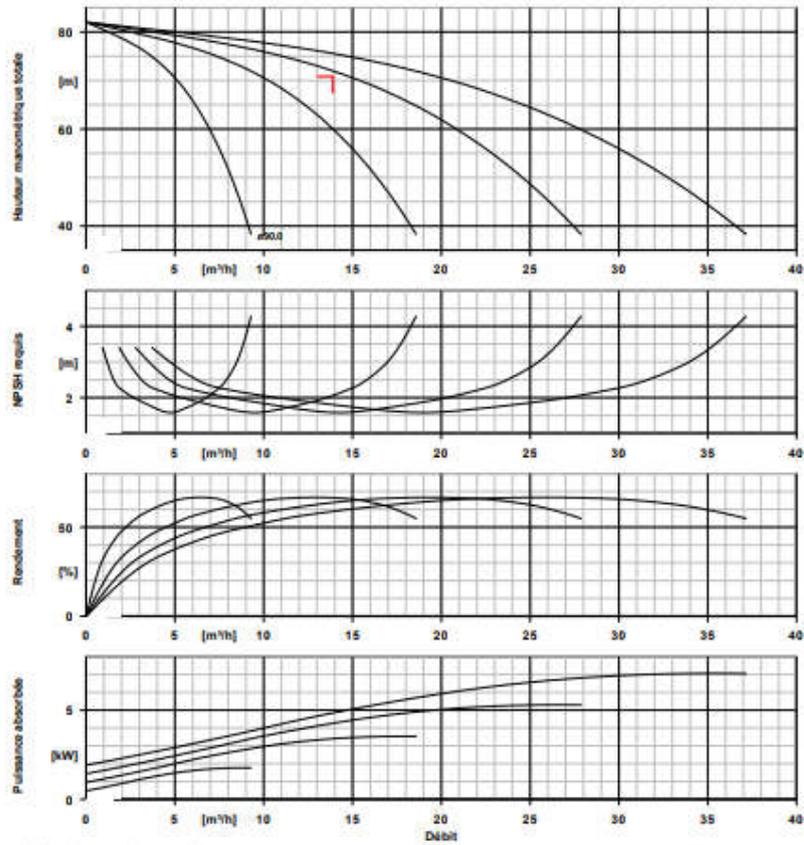


Figure IX-1 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec V006/08 B

**2-Pour les batiments R+9 (40 logements/logement ):**

Robinet	Débit (l/s)
Evier	40*0,20 = 8
Lavabo	40*0,20 = 8
Bidet	40*0,20 = 8
Baignoire	40*0,33 = 13.2
WC	40*0,12 = 4.8
Lave le linge	40*0,20 = 8
laver la vaisselle	40*0,10 = 4

$$Q_{\text{app}} = 54 \text{ l/s} \quad K_S = \frac{1}{\sqrt{(40*7)-1}} = 0.06$$

$$Q_{\text{dim}} = 54*0.06 = 3.24 \text{ l/s} = 11.66 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_b = 9*4 = 36 \text{ m} \quad \Delta H_L = 0.3*9 = 2.7 \text{ m}$$

$$\Delta H_S = 2.7*0.15 = 0.41 \text{ m}$$

$$\Delta H = 3.11 \text{ m}$$

$$H_{\text{mt}} = 36+10+3.11 = 49.11 \text{ m}$$

### **Caractéristiques du système**

Exécution : Installation multi-pompes (fonct. parallèle)

Fabricant : KSB

Type : Surpress EcoSE.2B VP 10.2.4 V

pompe(s) : Movitec V010/04 B

Nombre de pompes : 2

Nbre d'étages : 4

Mode de fonctionnement : Vitesse variable

Raccordement : direct

Pompe de secours : 1

### **Caractéristiques de fonctionnement**

Débit : 11.69 m<sup>3</sup>/h

Hauteur manométrique tot. 49.32 m

Pression d'enclench. BP 5,81 bar

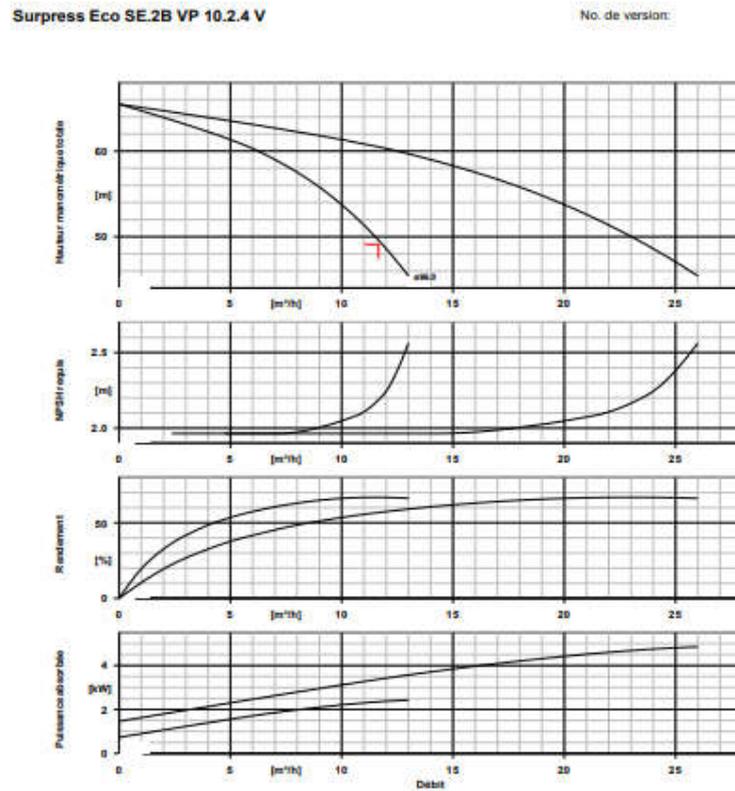


Figure IX-2 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec V010/04 B

**3-Pour les batiments R+5 (24 logements/bâtiment):**

Robinet	Débit (l/s)
Evier	24*0,20 = 4.8
Lavabo	24*0,20 = 4.8
Bidet	24*0,20 = 4.8
Baignoire	24*0,33 = 7.92
WC	24*0,12 = 2.88
Lave le linge	24*0,20 = 4.8
laver la vaisselle	24*0,10 = 2.4

$$Q_{app} = 32.4 \text{ l/s}$$

$$K_S = \frac{1}{\sqrt{(24*7)-1}} = 0.077$$

$$Q_{\text{dim}} = 32.4 * 0.077 = 2.49 \text{ l/s} = 8.96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_b = 5 * 4 = 20 \text{ m}$$

$$\Delta H_L = 0.3 * 5 = 1.5 \text{ m}$$

$$\Delta H_S = 1.5 * 0.15 = 0.23 \text{ m}$$

$$\Delta H = 1.73 \text{ m}$$

$$H_{\text{mt}} = 20 + 10 + 1.73 = 31.73 \text{ m}$$

### **Caractéristiques du système**

Exécution : Installation multi-pompes (fonct. parallèle) Fabricant KSB

Type : Surpresschrom SIC.2B SVP 2.2.5 V

pompe(s) : Movitec V002/05 B

Nombre de pompes : 5

Nombre d'étages : 5

Mode de fonctionnement : Vitesse variable

Raccordement : direct

Pompe de secours : 1

### **Caractéristiques de fonctionnement**

Débit 8.97 m<sup>3</sup>/h

Hauteur manométrique tot. 31.78 m

Pression d'enclench. BP 4.11 bar

Surpresschrom SIC.2B SVP 2.5.5 V

No. de version:

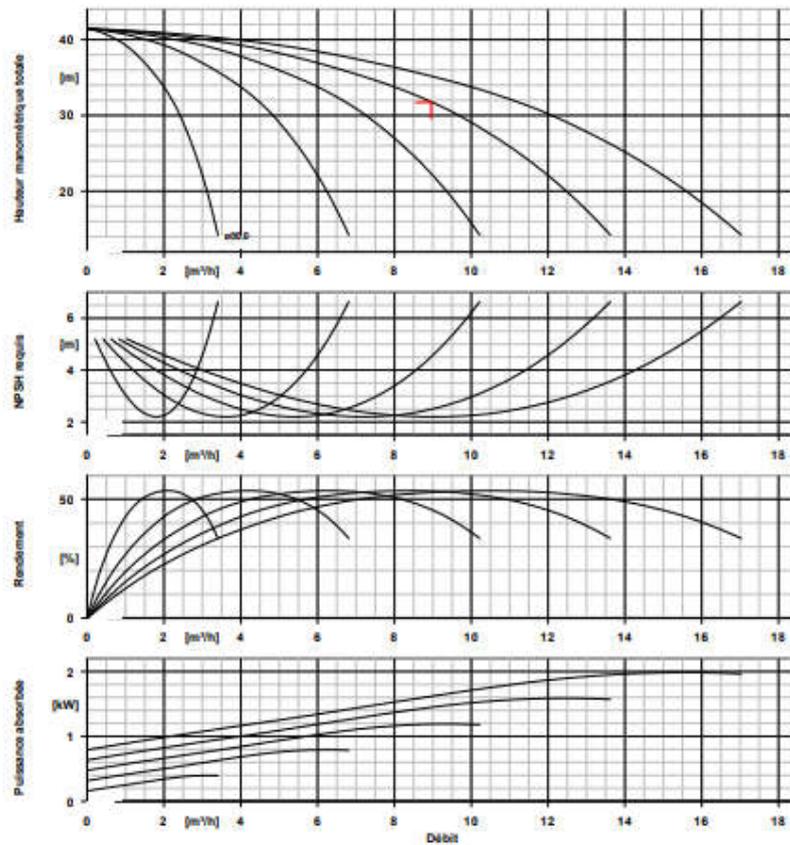


Figure IX-3 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec V002/05 B

**Conclusion :**

En conclusion, le système de surpression continue est la solution la plus appropriée pour l'alimentation des immeubles de moyenne et grande hauteur.

# Chapitre X

## Gestion des réseaux

## **Introduction**

La gestion technique de telle réseau à pour principal objectif de livrer aux consommateurs une eau répondant aux normes de qualité, à un prix acceptable et avec une continuité de services sans défaut. de tels objectifs nécessitant une connaissance précise du réseau, de ses infrastructures, de son fonctionnement hydraulique et passe par un entretien suivi et régulier de réseau

### **X -1- But de la gestion**

La gestion du réseau d'alimentation en eau potable à pour objet d'assurer :

- la pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- l'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des Interventions nettoyages, de dépannage et de maintenance.
- l'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, Traitement, stockage et distribution. [1]

### **X -2-Entretien de Réseau :**

Quels qu'aient pu être les précautions apportées à l'exécution des chantiers et dans la gestion de la distribution, des ruptures et des fuites peuvent se produire. ces phénomènes sont symptomatiques du vieillissement du réseau .c'est alors que l'on déclenche l'opération classique d'entretien curatif.

#### **X-2-1-Entretien curatif :**

Nécessite d'abord une localisation de la fuite. On fouille dans la zone où l'eau vient en surface, puis on effectue la répartition avec les moyens technique disponibles (montage des joints lorsque cela est possible, mise en place de colliers de répartition de joints, pose de manchons.....).une attention particulière doit être portée sue les risques de pollution au cours de ces opérations de répartition. Lors des fuites sur les vannes, les ventouses et les décharges, le choix est plus limité et l'on procède le plus souvent au remplacement systématique de l'appareil en cause.

D'autre action peuvent également être entreprise : elles résultent alors d'une altitude volontariste dans le domaine de la qualité de l'eau et dans le maintien des capacités hydraulique du réseau.

**X- 2-2- Entretien préventif :**

Conduit à la lutte contre le vieillissement du réseau par des opérations de remplacement, ou par des opérations de réhabilitation des ouvrages.

**X- 2-2-1- Procédures de réhabilitation :**

Sont destinées à remettre en état une conduite, ont certaines caractéristiques ce sont dégradées, mais dont la qualité permet de continuer l'exploitation.

**X- 2-2-2- Le remplacement :**

Représente une pose d'une conduite nouvelle destinée à être substituée à un ouvrage ancien à abandonner.

**X -3-Vieillessement d'un réseau :**

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, qui se manifeste par l'observation de certain dommage, ou par un mauvais fonctionnement hydraulique du réseau. Tous ces phénomènes peuvent être regroupés en deux catégories :

**X-3-1- Mauvais fonctionnement hydraulique du réseau : [6]**

**X-3-1-1- Chute de pression** : lorsque la section utile de la conduite diminue à cause de l'entartrage, de protubérances dues à la corrosion.

**X-3-1-2- Fuites diffuses** : dues à la détérioration des joints ou à la corrosion des tuyaux.une forte augmentation de leur nombre peut avoir une incidence directe sur le réseau et diminuer le rendement.

**X-3-1-3- Rupture** : dues à l'action combinée de la corrosion sur la conduite et de mouvements de sols (vibration, séismes, travaux divers).une rupture peut entraîner une intervention sur le réseau de plusieurs heures, pendant laquelle les abonnés sont éventuellement privés d'eau ou subissent une chute de pression.

**X-3-2-Dommage divers engendrés par le vieillissement d'une conduite :****X-3-2-1-Détérioration de la qualité de l'eau :**

On peut distinguer deux types de dommages liés à la dégradation de la qualité de l'eau. Le premier est celui qui engendre la non-potabilité de l'eau.il faut alors élaborer un nouveau

traitement rendant cette eau potable. Le deuxième concerne l'augmentation du nombre de plaintes des abonnés d'u à une apparence négative de l'eau (odeur, couleur, goût.....). ceci entraîne alors une baisse d'image de marque du service exploitant.

### **X-3-2-2- Fuites diffuses :**

Elles peuvent indirectement déstabiliser la conduite en érodant le lit de pose, d'où une rupture au niveau des points fragiles du tuyau.

### **X-3-2-3- Rupture :**

Elles peuvent avoir des incidences indirectes :

- inondation, d'où coupure du trafic sur la chaussée concernée, ou dommage chez un particulier.
- coupure d'eau, donc dommages causés notamment aux industries ou aux centres de santé.
- déstabilisation du lit de pose.
- plaintes des abonnés.

Chacun de ces dommages engendre des couts indirects, qui peuvent être nettement supérieures aux couts directs de main d'œuvre pour effectuer la réparation.

## **X-4-Défaillances des conduites :**

La défaillance est une rupture ou une fuite apparente, nécessitant une intervention sur le réseau. Elle peut avoir lieu soit sur le tuyau, soit sur le joint. Ceci exclut les fuites ayant lieu sur les branchements, ainsi que celles ayant lieu sur les organes du réseau, tels que les pompes, les vannes, les poteaux d'incendie et autre organes régulateurs.

### **X-4-1- Les fuites :**

Ce son tous les évènements entraînant une réparation sur les conduites, les poteaux d'incendie, les branchements. elles concernent :

- les fuites sur tuyau.
- les fuites sur joint.
- les fuites sur les ouvrages.

### **X-4-2- Les ruptures sur conduites :**

Elle représente les défaillances structurelles du tuyau ou de l'emboîtement dues à une surcharge excessive, une détérioration du lit de pose, Un contact avec autre structures, la corrosion ou une combinaison entre ces conditions.

### **X-5- Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux d'eau potable :**

Au cours de ces dernières années, les méthodes de détections des fuites d'eau ont été passablement modifiées, d'une part grâce à l'apparition de nouveaux appareils Et, d'autre part, par le choix des techniques qui réduisent la part de travail de nuit qui entraînait des frais élevés du personnel.

Parmi les méthodes de détection nous avons:

❖ Ecoute des bruits de fuite :

L'écoute des bruits de fuite à toujours été une méthode importante de localisation. Mais le bruit d'une fuite peut être difficile à discerner par exemple pour les raisons suivantes :

- le matériau dont est faite la canalisation atténue le bruit de fuite, ce qui est particulièrement valable pour les tuyaux en amiante-ciment.
- les bruits de la circulation couvrant le bruit de fuite.

❖ En parallèle, d'autres méthodes basées sur des appareils électroniques qui sont utilisés largement aux pays développés pour localiser les fuites dans le Réseau.

### **X-6- Gestion technique et suivi générale des installations :**

La gestion d'une telle installation, d'un système d'alimentation en eau potable nécessite, un suivi général des installations, de contrôle et d'inspection.

Les opérations de contrôle et inspections pour les ouvrages et les accessoires sont :

- contrôle hebdomadaire.
- Nettoyage des accessoires.
- fonctionnement des accessoires.
- étanchéités des conduites, vannes, robinetterie.
- essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires.

### **X-7- Gestion des ouvrages de stockages :**

Le problème d'exploitation ou de la gestion des réservoirs résulte, le plus souvent du manque d'entretien et de contrôle de ces derniers.

Généralement, les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de Stockage sont:

- contrôle hebdomadaire.
- contrôle semestriel.

### **X-7-1- Nettoyage des ouvrages de stockage**

La désinfection des réservoirs comporte les diverses phases tel que :

- Décapage de dépôts
  - Rinçage des parois et de radier avec un jet sous pression, donc une bonne
- Gestion des ouvrages nécessite l'application de tous les critères cités au paravent.

### **X-8-Contrôle de qualité de l'eau**

La composition de l'eau est étudiée par le laboratoire qui en effectue l'analyse à la Suite de prélèvement qu'il faut pendant les :

#### **X-8-1- Contrôle mensuel :**

- Ouvrage de croisement, étanchéité.
- Ouvrage en ligne : état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des Portes.

#### **X-8-2- Contrôle semestriel**

- Organe et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards, des coûts D'exploitation.

### **Conclusion.**

Le rendement d'un tel système d'alimentation en eau potable, est la différence entre le volume entrant dans le réseau et le volume consommé ou facturé, pour cela le gestionnaire de service est appelé de porter une attention constante pour la mise en équivalence de ces deux systèmes complémentaires.

Pour le vieillissement des conduites, nous devons prendre des précautions préventives, afin d'éviter leurs destructions ou leurs dégradations dans le temps, qui seront dû, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau, soit à d'autres Causes.

# Conclusion générale

# Conclusion générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, et Après une analyse profonde des différents équipements de la nouvelle ville de Bouinan, ainsi l'estimation des besoins en eau de l'agglomération ; nous avons projeté un réseau de distribution de type maillé, réseau de distributions de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité qui répondent à la norme de potabilité et aux besoins de la population qui peut répondre aux besoins de l'agglomération de la nouvelle ville de Bouinan jusqu'à l'année 2048

Pour répondre à ce besoin , nous avons calculé la capacité du réservoir et nous l'avons trouvé suffisant à l'horizon d'étude. A travers ses besoins on a dimensionné notre réseau et nous avons trouvé une répartition ordinaire des pressions varient entre ? m et ?m et des vitesses qui varient entre 0.3 m/s et 1.5 m/s .

En fin de ce travail , on à vu certaines méthodes de gestion qui peuvent aider les futures gestionnaires du réseau d'AEP de la nouvelle ville d'e Bouinan afin de bien gérer ce dernier.

# Références bibliographiques

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- SALAH B : Polycopie Cours d'alimentation en eau potable ENSH 1993.
- 2-SALAH B : cours d'alimentation en eau potable de 5<sup>eme</sup> année.
- 3-AMMARI A : Cours De L'hydraulique générale de 3<sup>eme</sup> année.
- 4-Dupont : Hydraulique urbaine (Tome II) (Éditions Eyrolles paris 1979).
- 5-J.BONNIN : Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance.
- 6- CYRIL GOMELA et HENRI GUERREE ; Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Paris 1985.
- 7- Cours du pompage 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> année .
- 8-Mémoires de fin d'études :  
  
KHEMMAR MONCEF .Mémoire de fin d'étude d'alimentation en eau potable de l'extension de la ville de TAMDA (W .TIZI OUZOU) ; ENSH 2010  
  
BOUZIANE Fatima Zohra .Mémoire de fin d'études d'alimentation en eau potable des centres ruraux de SIDI AMAR, MERAD ET MEUNACER (W.TIPAZA), ENSH 2008
- 9-Sites Web(Internet).

## Annexe (III.1)

**AnnexeII-1. Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier**

Heures	Nombre d'habitants				Aggl. de type rural
	<10000	<b>10000 à 50000</b>	50000 à 100000	> 100000	
0-1	1.00	<b>1.50</b>	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	<b>1.50</b>	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	<b>1.50</b>	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	<b>1.50</b>	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	<b>2.50</b>	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	<b>3.50</b>	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	<b>4.50</b>	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	<b>5.50</b>	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	<b>6.25</b>	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	<b>6.25</b>	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	<b>6.25</b>	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	<b>6.25</b>	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	<b>5.00</b>	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	<b>5.00</b>	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	<b>5.50</b>	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	<b>6.00</b>	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	<b>6.00</b>	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	<b>5.50</b>	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	<b>5.00</b>	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	<b>4.50</b>	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	<b>4.00</b>	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	<b>3.00</b>	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	<b>2.00</b>	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	<b>1.50</b>	3.30	3.70	1.00
Total	100%	<b>100%</b>	100%	100%	100%

(Source cours SALAH.B)

# Annexe (VI.1)

