

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude d'alimentation en eau potable de la commune Boumagueur
wilaya de Batna.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-18

APA Citation (APA توثيق):

**Yahia, Abdennacer (2018). Etude d'alimentation en eau potable de la commune
Boumagueur wilaya de Batna[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 :

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
COMMUNE BOUMAGUEUR WILAYA DE BATNA.**

Présenté Par :

Yahia Abdennacer

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. DJELLAB Mohamed	M.C.A	Président
Mr. BOUKHELIFA Mustapha	M.A.A	Examineur
Mme. KAHLERRAS Malika	M.A.A	Examineur
Mme. TAFAT Leila	M.A.A	Examineur
Mr. HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Promoteur

Session 2017- 2018

remerciments

*D'abord je remercie dieu tout puissant pour m'avoir permis
d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes études.*

Ma remerciement va plus particulièrement à :

*Mon promoteur Mr HACHEMI Abdelkader pour sa disponibilité
et son aide.*

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

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

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes
qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

Y.ABDENNACER



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de remerciement et de respect :

A ma très chère mère et mon cher père

A mes frères

A mes sœurs

A toute ma grande famille

A mes amis, Badro, Hicham, Rochdi, Issam, Nounou, Oussama,

Ayoub, Raouf, Farouk, Fakhreddine.

A toutes mes amies

A toute ma famille de l'ENSH

Y.ABDENNACER

تهدف مذكرة نهاية الدراسة الى تزويد التجمع السكاني لمنطقة بومقربولاية باتنة بالمياه الصالحة للشرب. عبر هذه الدراسة تم انجاز شبكة التوزيع للمياه الصالحة للشرب للمنطقة المعنية، حيث اشتملت هذه الأخيرة على عدة مراحل. حيث حاولنا إعطاء نظرة عامة حول المنطقة من اجل تقييم حاجيات السكان. التطور الديمغرافي. ثم تطرقنا الى انجاز شبكة التوزيع من اجل تلبية حاجيات السكان للماء (افق 2043) من حيث الكم والنوع.

Résumé :

Notre objectif consiste à alimenter en eau potable l'agglomération de Boumagueur, wilaya de Batna. Nous visons à projeter un réseau qui sera élaboré en plusieurs étapes. En premier lieu, nous avons traité la situation actuelle de la ville de façon à ressortir les besoins en eau potable. Nous nous sommes consacrés uniquement à l'élaboration et au développement du schéma directeur d'AEP de façon à mieux desservir les habitants. En second lieu, nous avons fait la simulation hydraulique de notre réseau afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population (à l'horizon 2043).

Abstract:

The aim of our study is to supply the municipality of Boumagueur, Wilaya of Batna, with drinking water. The study has been elaborated in many steps: we analyse the current situation of the municipality in order to determine its clean water supply needs, we focused on the elaboration and the development of a master plan of drinking water supply to better provide the inhabitants with drinking water and we did the hydraulic simulation of our network so as to satisfy residents' growing needs, either qualitatively and quantitatively, from 2043 onwards

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude :

I.1.Introduction.....	2
I.2.Présentation de la zone d'études :	2
I.2.1.Situation géographique:.....	2
I.2.2.Situation administrative :	2
I.2.3.Situation climatique.....	4
I.2.3.1.climat	4
I.2.3.2.Température.....	4
I.2.3.3. Les précipitations.....	5
I.2.3.4.Le vent	6
I.2.3.5.Humidité :	6
I.3.Stockage et réservoirs existant :.....	6
I.3.1.Ressources en eau.....	7
I.4.Conclusion	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau :

II.1.Introduction :	10
II.2.Estimation de la population future :	10
II.3.Consommation moyenne journalière :.....	11
II.4.Besoins en eau par catégorie de consommateur :.....	12
II.4.1.Besoins domestiques :	12
II.4.2.Les besoins des équipements :	12
II.4.2.1.Les besoins scolaires :	13
II.4.2.2.Besoins socioculturels :	13
II.4.2.3.Les besoins sanitaires :	13
II.4.2.4.Les besoins commerciaux :	14
II.4.2.5.Les besoins administratifs :	15
II.5.Récapitulation des besoins en eaux de la commune:.....	15
II-6-Coefficient d'irrégularité :	16

II.6.1.Coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{max,j}$) :.....	16
II.6.2.Coefficient d'irrégularité journalière minimale ($K_{min,j}$) :.....	16
II.6.3.Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :.....	17
II.6.4.Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) :.....	17
II.7.Détermination des débits journaliers :.....	18
II.7.1.Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :.....	18
II.7.2.Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :.....	18
II.8. Détermination des débits horaires :.....	19
II.8.1.Débit moyen horaire :	19
II.8.2.Détermination du débit maximum horaire :.....	19
II.9.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :.....	20
II.10.Comparaison entre les ressources et les besoins :	25
II.11.conclusion.....	25

Chapitre III : Réservoir et capacité de stockage :

III.1.Introduction :.....	26
III.2. Définition :	26
III.3.Rôle et fonctions des réservoirs:	26
III.3.1.Rôle des réservoirs:	26
III.3.2.Fonctions techniques des réservoirs :.....	27
III.3.3.Fonctions économiques :	27
III.4.Calcul de la capacité de stockage:.....	27
III.4.1.principe de calcul :.....	28
III.4.2. Détermination analytique de la capacité de stockage:.....	28
III.5.Stockage existant:.....	30
III.6.Conclusion :.....	31

Chapitre IV : Etude de L'adduction :

IV.1.Introduction :.....	32
IV.2.Type D'adduction.....	32
IV.2.1.Adduction gravitaire :.....	32
IV.2.2.Adduction par refoulement :.....	32

IV.2.3.Adduction mixte :	32
IV.3.Choix du tracé :	33
IV.4.Choix de type de tuyau :	33
IV.5.Profil d'une adduction :	34
IV.6.La ligne piézométrique :	35
IV.7.L'air dans la tuyauterie :	35
IV.8.Etude technico-économique de l'adduction :	35
IV.8.1.Choix de la gamme des diamètres	35
IV.8.2.Vérification de la vitesse :	36
IV.9.Pertes des charges :	36
IV.9.1.Pertes de charges linéaires :	37
IV.9.2.Pertes de charges singulières :	37
IV.9.3.Pertes de charges totales :	37
IV.10. Détermination de la hauteur manométrique totale :	38
IV.11.Puissance absorbée par la pompe :	39
IV.12.Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :	39
IV.13.Frais d'exploitation :	40
IV.14.Frais d'annuité :	41
IV.15.Frais d'amortissement :	41
IV.16.Bilan (prix total) :	42
IV1.7.Conclusion :	44

Chapitre V : Etude de pompage et coup de bélier

V.1.Introduction :	45
V.2.Définition.....	45
V.3.choix du type d'installation :	45
V.4.choix de la pompe :	45
V.4.1.Détermination de la hauteur manométrique de la pompe :	45
V.4.2.critères du choix du type de pompe :	47
V.5.Courbes caractéristiques des pompes :	49
V.6.Point de fonctionnement d'une pompe.....	50
V.7.Courbe caractéristique de la conduite.....	50
.V.8.Modes de réglage:	53

V.9.Choix du moteur électrique	56
V.9.1.Critères de choix du moteur électrique	56
V.9.2.Caractéristiques de moteur :	57
V.9.3.Caractéristiques de moteur 2 :	57
V.10.Etude de la cavitation :	57
V.11.Calage de la pompe	58
V.12.Conclusion :	59
V.13.Protection des conduites contre coup de bélier :	61
V.14.Définition de coup de bélier	61
V.15.Notions générales	61
V.16.Risques dus aux coups de bélier	62
V.17.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	62
V-18-Calcul des réservoirs d'air	63
V.19.Etude du coup de bélier :	64
V.20.Conclusion :	65

Chapitre VI : Réseau de distribution

VI.1.Introduction:	66
VI.2.Le réseau de distribution d'eau potable:	66
VI.3.Conception d'un réseau :	68
VI.3.1.Choix du type de réseau :	68
VI.3.2.Principe du tracé du réseau maillé :	68
VI.3.3.Calcul du réseau maillé :	69
VI.3.4.Choix du matériau des conduites :	69
VI.4.Calcul hydraulique du réseau de distribution :	70
IV.4.1.Calcul des débits :	70
a.Débits en route :	70
b.Débit spécifique :	70
c.Les débits aux nœuds :	70
VI.4.2.cas de pointe :	71
VI.4.3.cas de point plus incendie :	75
VI.5.Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY – CROSS ».....	77
VI.5.1.Détermination du débit correctif :	78

VI.5.2.Principe de la méthode de HARDY –CROSS :	79
VI.5.3.Calcul du débit correctif :	79
VI.6.Calcul du réseau :	80
VI.6.1.Capacités pour la Modélisation Hydraulique :	81
VI.6.2.Formule utilisé.....	81
VI.7.Détermination des diamètres du réseau :	82
VI.8.Équipement du réseau de distribution :	99
VI.8.1.Type du matériau de canalisation :	99
VI.8.2.Appareils et accessoires du réseau :	99
VI.9.Conclusion :	105

Chapitre VII : Pose de canalisation et Organisation de chantier

VII .1.Pose de canalisation :	106
VII.1.1.Principe de pose des canalisations :	106
VII.1.2.Les actions reçues par les conduites	106
VII.1.3.Pose de canalisation dans un terrain ordinaire:.....	107
VII.1.4.Pose de canalisation dans un mauvais terrain :	108
VII.1.5.Pose de canalisation en galerie (Traversée d'une route):.....	108
VII.1.6.Traversée d'une rivière :	109
VII.1.7.Les Conduites en PEHD :	110
VII.1.7.1.Aménagement du lit de pose des conduites :	110
VII.1.7.2.Introduction de la canalisation :	111
VII.1.7.3.Epreuve de joint et de canalisation :	112
VII.2.Organisation de chantier :	113
VII.2.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :	113
VII.2.2.Excavation des tranchées :	113
VII.2.2.1.Enlèvement de la couche végétale :	113
VII.2.2.2.Excavation :	114
VII.2.2.2.1.profondeur H_{tr} :	114
VII.2.2.2.2.longueur de la tranché :.....	114
VII.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :	115
VII.2.3.1.Pelle équipée en rétro :	115

VII.2.3.2.Pelle équipée en butée :	115
VII.2.3.3.Calcul du Déblais d'excavation :.....	116
VII.2.3.4.Rendement d'exploitation de la pelle choisie :	117
VII.2.3.5.La durée d'excavation :	117
VII.2.3.6.Lit de sable.....	117
VII.2.3.7. Volume de la conduite	118
VII.2.3.8.Remblais compacté.....	119
VII.2.4.Aménagement du lit de pose des conduites :	121
VII.2.5.Pose des conduites :	121
VII.2.6.Epreuve de joint et de la canalisation :	121
VII.2.7. Remblaiement de la tranchée :	122
VII.2.8. Conclusion :	122
Conclusion Générale :	123
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	124

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude :

Tableau N° I.1 : Les températures moyennes annuelles selon la station de Barika.....	4
Tableau N° I.2: Précipitations moyennes mensuelles (mm).	5
Tableau N° I.3:Les valeurs des humidités mensuelles moyennes, pour la station de Barika	6
Tableau N° I .4: Forages Talggat d'AEP	7
Tableau N° I .5: Caractéristique physico – chimiques de l'eau de forage :	8
Tableau N° I .6: Forages Ain Chab d'AEP	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau :

Tableau II.1 : Evaluation de la population	11
Tableau II.2 : Evaluation des Besoins domestiques	12
Tableau II.3 : Evaluation des besoins scolaires.....	13
Tableau II.4 : Evaluation des besoins socioculturels	13
Tableau II.5 : Evaluation des Besoins sanitaires.....	14
Tableau II.6 : Evaluation des besoins commerciaux :.....	14
Tableau II.6 : Evaluation des besoins commerciaux : (suite)	15
Tableau II.7 : Evaluation des besoins administratifs :	15
Tableau II.8 : Récapitulation des besoins en eaux à l'horizon (2043)	16
Tableau II.9 : β max en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II.10 : β min en fonction du nombre d'habitants	18
Tableau II.11 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	21
Tableau II.12 : Débit maximum horaire à moyen terme (2043)	23

Chapitre III : Réservoir et capacité de stockage :

Tableau III.1: capacité de stockage	29
Tableau III.1: capacité de stockage (suite).....	30

Chapitre IV : Etude de L'adduction :

Tableau N° IV.2 : Détermination de la hauteur manométrique 1	39
Tableau N° IV.3 : Détermination de la hauteur manométrique 2	39
Tableau N° IV.3 : Détermination des frais d'exploitation pour l'adduction 1 :.....	40

Tableau N° IV.5: Détermination des frais d'exploitation pour l'adduction 2 :.....	40
Tableau N° IV.6: Détermination du montant d'amortissement pour l'adduction1:.....	41
Tableau N° IV.7: Détermination du montant d'amortissement pour l'adduction2:.....	42
Tableau N° IV.8: détermination du prix total. (bilan) (Adduction 1):.....	42
Tableau N° V.9: détermination du prix total. (Bilan) (Adduction 2):.....	42
Tableau IV.10 : Caractéristiques du tronçon F ₁ -R (2*500)	44
Tableau IV.11 : Caractéristiques du tronçon F ₂ -R (500)	44

Chapitre V : Etude de pompage et coup de bélier

Tableau V.1 : Caractéristiques des tronçons	46
Tableau V.2 : Variantes pour le choix du type de pompe 1	47
Tableau V.3 : Variantes pour le choix du type de pompe 2	48
Tableau V.4 : les caractéristiques de la pompe1 choisi.....	48
Tableau V.5 : les caractéristiques de la pompe2 choisi.....	48
Tableau N° V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement 1	51
Tableau N° V.7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement 2.....	52
Tableau V.8: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	58
Tableau V.9:Les caractéristiques de l'adduction 1	65
Tableau V.10:Les caractéristiques de l'adduction 2	65
Tableau V.11:Calcul de célérité d'onde pour l'adduction 1 :.....	65
Tableau V.12:Calcul de célérité d'onde pour l'adduction 2 :.....	65

Chapitre VI : Réseau de distribution

Tableau VI.1 : détermination des débits routes et spécifique.....	72
Tableau VI .2 : Débits nodaux pour le cas de pointe.	74
Tableau VI.3 : Débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie.	76
Tableau VI.4 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe.	82
Tableau VI .5 : résultats de Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe plus incendie.	84
Tableau VI.6: Résultats de calcul des pressions pour le cas de pointe et pointe+incendie.....	86
Tableau VI.7: les diamètres finaux des conduites.....	88

Chapitre VII : Pose de canalisation et Organisation de chantier

Tableau VII.1 Calcul du volume à excaver :.....	116
Tableau VII.2 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	116

Tableau VII.3: Calcul du volume du lit de sable.....	118
Tableau VII.4:calcul du volume de la conduite	119
Tableau VII.5: Coût des travaux de l'adduction.	121

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude :

Figure N° I.1 : Plan de situation administrative de Boumagueur.....	3
Figure N° I.3: Graphique de précipitations mensuelle.....	5
Figure N° I.4 : les pourcentages d'humidité mensuelle	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau :

Figure II.1 : Histogramme d'accroissement de la population de la commune BOUMAGUEUR (2008-2043).....	11
Figure II.2 : Graphique de consommation de la commune	24
Figure II.3 : Courbe intégrale de consommation (2043).....	25

Chapitre IV : Etude de L'adduction :

Figure IV.1 cout total en fonction du diamètre pour la l'adduction 1	43
Figure IV.2 cout total en fonction du diamètre pour l'adduction 2.....	44

Chapitre V : Etude de pompage et coup de bélier

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type MEC-AZ 2/80C.....	49
Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type E9S50/3Q + MC620	50
Figure N°V.3: Point de fonctionnement de la pompe1	51
Figure N°V.4: Point de fonctionnement de la pompe2	52
Figure N°V.5: Point de fonctionnement de la pompe1 après réglage.....	55
Figure N°V.6: Point de fonctionnement de la pompe2 après réglage.....	56

CHAPITRE VI : Réseau de distribution :

Figure IV.1: Réseaux de distribution ramifier et maillé.....	67
Figure IV.2: Schéma d'un réseau étagé.....	67
Figures VI.3 : Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe.....	97
Figures VI.4 : Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe+ incendie.....	98

Figure IV.5: Les différents types de vannes.....	100
Figure IV.6: poteau d'incendie.....	101
Figure VI.7: Régulateur de pression Aval.....	102
Figure VI.8: Régulateur de pression Amont Aval.....	102
Figure IV.9: Les différents types des Raccordements.....	104

Chapitre VII : Pose de canalisation et Organisation de chantier

Figure VII.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire	108
Figure VII.2 : Pose de canalisation en galerie.....	109
Figure VII.3 : Traversé d'une rivière	110
Figure VII.4 : pose des conduites en PE dans les tranchées.	111
Figure VII.5 : Pelle mécanique	115
Figure VII.6: remblayage des fouilles.....	120

Introduction Générale :

L'importance de l'eau pour la vie et comme composant de l'écosystème mondial n'est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins fondamentaux de l'homme est un élément-clé du développement, en particulier pour générer et entretenir la prospérité par le biais de l'agriculture, de la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des transports et du tourisme. Les systèmes de distribution d'eau potable appartiennent, au même titre que les autres réseaux techniques, à un environnement urbain et périurbain dans lequel ils agissent et interagissent avec les autres réseaux.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit dont il est nécessaire de le renouveler quand il atteint un seuil de vétusté limite, Ce seuil limite dépend de nombreux paramètres qu'ils se soient environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires. En Algérie, le secteur de l'eau fait l'objet d'une attention particulière de la part des pouvoirs publics qui lui consacrent des moyens de plus en plus importants.

C'est dans ce contexte là que notre étude intitulée « Etude d'alimentation en eau potable de la commune BOUMAGUEUR » qui a un réseau vétuste engendrant des fuites et un problème d'entartrage des conduites qui provoquent une diminution des diamètres et augmentation des pertes de charge. Donc le but est de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins en eau des consommateurs par un dimensionnement technico économique concernant le réseau, afin qu'aucun problème vienne se poser à cette ville que ce soit à court terme ou à long terme.

Notre travail est présenté en sept chapitres : Au premier chapitre nous avons présenté la zone d'étude qu'est la ville de BOUMAGUEUR.

Puis au deuxième chapitre nous avons donné une estimation des besoins de la consommation par rapport au nombre d'habitants.

Quant au chapitre trois. Il est destiné au calcul du des réservoirs et capacité de stockage.

Les chapitres quatre et cinq sont dédiés respectivement à l'étude du pompage et le réseau d'adduction ensuite le chapitre six est consacré uniquement à la projection du réseau de distribution.

Enfin, le chapitre sept est consacré pour le pose de canalisation et l'organisation de chantier.

I.1.Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, climatique, et hydrologique nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation.

I.2.Présentation de la zone d'études :

I.2.1.Situation géographique:

La zone d'étude « commune de Boumagueur » se situe principalement dans les hauts telliennes de la wilaya de Batna, au nord de l'Algérie, avec les coordonnées 35° 29' 38" de latitude Nord et de 5° 33' 53" longitude Est, elle est limitée par : les monts de Belzma et l'ouest par les monts de Hodna . Elle se caractérise par un relief ondulé à 1200 mètres en moyenne au-dessus du niveau de la mer. Elle s'étend sur une superficie de 111,69 km².

I.2.2.Situation administrative :

La commune de Boumagueur, située à 23 km environ au nord-est de Barika et à 85 km environ à l'ouest de Batna. Et elle est traversée par la route nationale RN 78.

Elle est limitée administrativement par :

- Au Nord : N'gaous
- A l'Est : Ouled si Slimane
- A l'Ouest : Gosbate
- Au sud : Sefiane
- Au sud-ouest : Djeddar

Voir (figure 1)

I.2.3.Situation climatique

I.2.3.1.climat

Le climat joue un rôle prépondérant dont il faut tenir compte pour tout développement. La région de Boumagueur se trouve dans une zone de transition entre les influences méditerranéennes et celle du climat continental subtropical désertique.

Les étages bioclimatiques se répartissent en fonction de l'altitude, donc on est en présence de semi-aride frais au nord et le semi –aride froid au sud.

I.2.3.2.Température

Les résultats des mesures élaborés par l'ANRH Batna 2017 sont donnés sur :

Tableau N° I.1 : Les températures moyennes selon la station de Barika

<i>Mois</i>	<i>Jan</i>	<i>Févr</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Aout</i>	<i>Sept</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Annuelle</i>
<i>T_{moy}</i> <i>C°</i>	7.9	7.8	11.6	13.5	14	20	33	20.3	19	12	13	9.6	15.2

Source : ANRH Batna (1996-2014)

- Juillet est le mois le plus chaud avec une moyenne de 33°C
- février est le mois le plus froid avec une moyenne de 7.8°C

Le climat de la région est caractérisé par des hivers froids et relativement secs et des étés chauds et secs.

La saison chaude est comprise entre juin, juillet, aout, septembre, et la saison froide est comprise entre Novembre, Février.

L'évaporation est assez importante surtout durant l'été.

I.2.3.3. Les précipitations

La pluviométrie est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années sachant que les pluies moyennes annuelles sont de l'ordre de 374 mm

Tableau N° I.2: Précipitations moyennes mensuelles (mm).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	Annuelle
P (mm)	131.5	11.2	3.5	27.4	73.9	31.1	15.8	60.1	8.8	1.7	6.0	2.6	373.6

Source : ANRH Batna (1996-2014)

D'après le tableau ci – dessous, on constate que :

La précipitation moyenne maximale est enregistrée au mois de Septembre avec une moyenne de 131.5 mm, et la précipitation moyenne minimale est enregistrée au mois d'Aout avec une moyenne de 2.6 mm ainsi on remarque la majeure partie des précipitations (80%) étant concentrés sur la période de « Octobre - Mai ». Les Pluies en « Juin, Juillet et Août » sont négligeables, mais caractérisés par des averses d'Eté. Comme représenté le graphique suivant

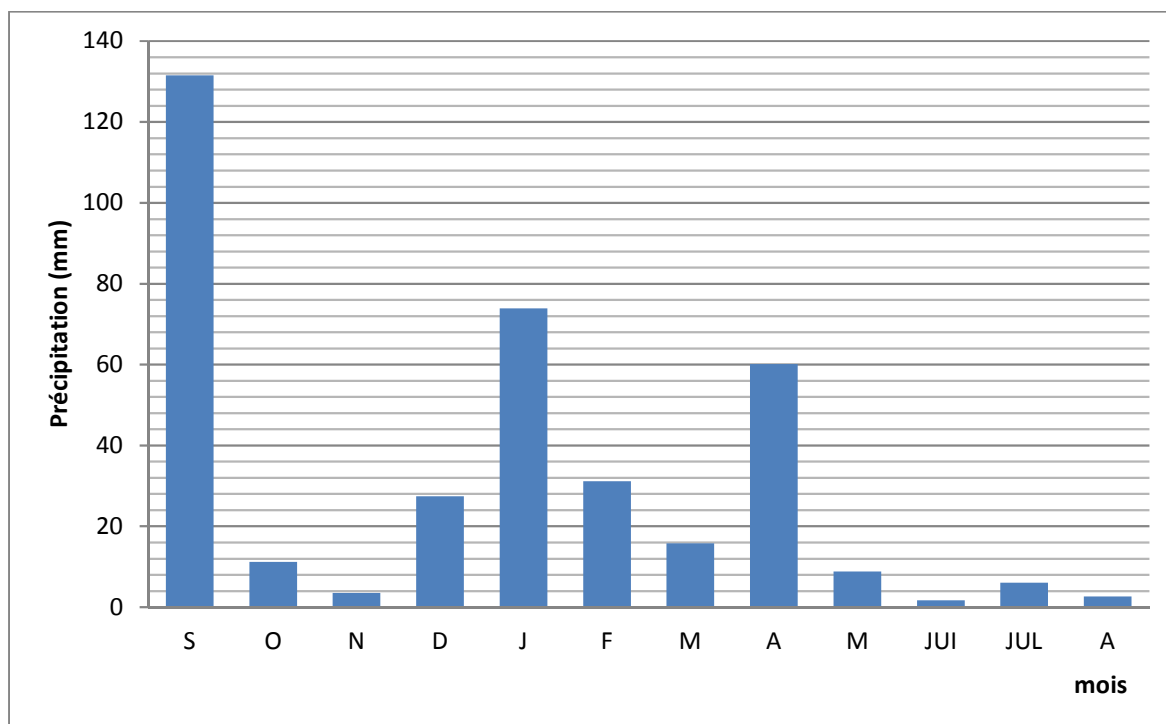


Figure N° I.3: Graphique de précipitations mensuelle

I.2.3.4.Le vent

La région de Boumagueur est une zone de transition entre le nord et le sud. Elle est subit alternativement à l'influence des vents froids du nord - ouest en hiver et des vents chauds de sud en été

I.2.3.5.Humidité :

Tableau N° I.3:Les valeurs des humidités mensuelles moyennes, pour la station de Barika

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Annuelle
Humidité (%)	81	87	64	67	45	32	30	36	61	62	64	60	56.1

Source : ANRH Batna (1996-2014)

L'humidité relative moyenne annuelle de la région est de 56.1%

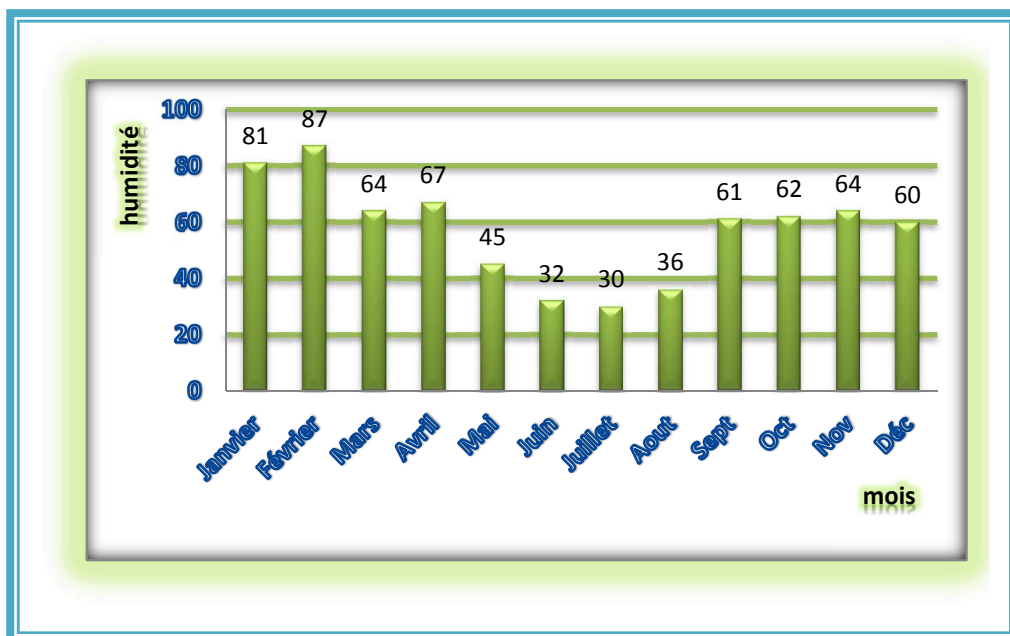


Figure N° I.4 : les pourcentages d'humidité mensuelle

I.3. Stockage et réservoirs existant :

Il existe 3 réservoirs de capacité de 500 m pour chacun .

1- Réservoirs Talggat (2*500 m³) :

- Ⓢ X = 762,60
- Ⓢ Y = 250,8
- Ⓢ Z = 765
- Ⓢ Type d'ouvrage: semi- enterrée
- Ⓢ Capacité : 500 m³ pour chacun (2*500 m³)

2. Réservoir Bouradi (500 m³) :

- Ⓢ X = 758,9
- Ⓢ Y = 747,80
- Ⓢ Z = 720
- Ⓢ Type d'ouvrage: semi- enterrée
- Ⓢ Capacité : 500 m³

I.3.1. Ressources en eau

La région BOUMAGUEUR sera alimente par des eaux souterraines. à partir de deux forages.

Forage N°1 : forage Talggat

Tableau N°I .4: Forages Talggat d'AEP

Diamètre	Cordonnées Lambert			Profondeur	Le niveau statique	Le niveau dynamique	Débit d'exploit	Années de réalisation
	(m)	X	Y					
5.334	762,200 Km	251,400 Km	735 m	193	3.4	5.85	33	1980

Source : ANRH Batna 2017

Tableau N°I.5: Caractéristique physico – chimiques de l'eau de forage :

Date de prélèvement	Teneur en (mg) par litre										Ph m.hos /cm	R.S mg/l	Rabat Δh
	Prof.de la nappe	Nivea u pièzo	Ca	Mg	K	Na	Cl	S O 4	CO3 H comb iné	No3 Libre			
08/11/ 80	130 -154 162 -168 176 -182	3,40 m	138	37	8	112	10	50 0	299	52	7.8	1040	7.45

Source : ANRH Batna 2017

Forage N°2 : forage Ain Chab

Réalisé dans l'année 2009 pour alimenter le réservoir Bouradi 500 m 3, mais il n'est pas encore exploité à cause de :

- Absence d'équipement.
- Non électrifié.
- Manque d'adduction.

Tableau N°I.6: Forages Ain Chab d'AEP

Diamètre	Cordonnées Lambert			Profondeur	Le niveau statique	Le niveau dynamique	Débit d'exploit	Années de réalisation
	(m)	X	Y					
6.604	757,9 00 Km	246.9 Km	700 m	270	7	12	24	2009

Source : ANRH Batna 2017

I.4.Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue, géographie, hydrogéologie. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

II.1.Introduction :

La demande en eau est en relation directe avec la population desservie à travers la dotation journalière pour différents horizons de l'étude.

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

Les renseignements donnés, ont été fournis par l'A.P.C d'el Boumagueuer (Service recensement).

II.2.Estimation de la population future :

En 2008, la population des trois centres était de 7206 habitants.

(Source A.P.C).

Pour les années le moyen et long terme, la population sera calculée par la relation suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^n \dots\dots\dots \text{(II-1)}$$

Avec :

P_n : population située à l'horizon prévu ;

P_0 : population de base (population actuelle 2018) ;

n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de base ;

T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs:

- Du niveau de vie de la population.
- Du développement socioculturel.

Dans notre cas : $P_0 = 9223$ hab.

$$\tau = 2.5\%$$

Dans l'estimation des habitants dans l'horizon considéré en se basant sur le nombre d'habitants du recensement de l'année 2008 « 7206 habitants ».

Les calculs seront établis pour l'horizon 2043. D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation précédente.

Le tableau II-1 présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II.1 : Evaluation de la population

Années	Evaluation de la population [Hab]
2008	7206
2018	9223
2030	12404
2043	17099

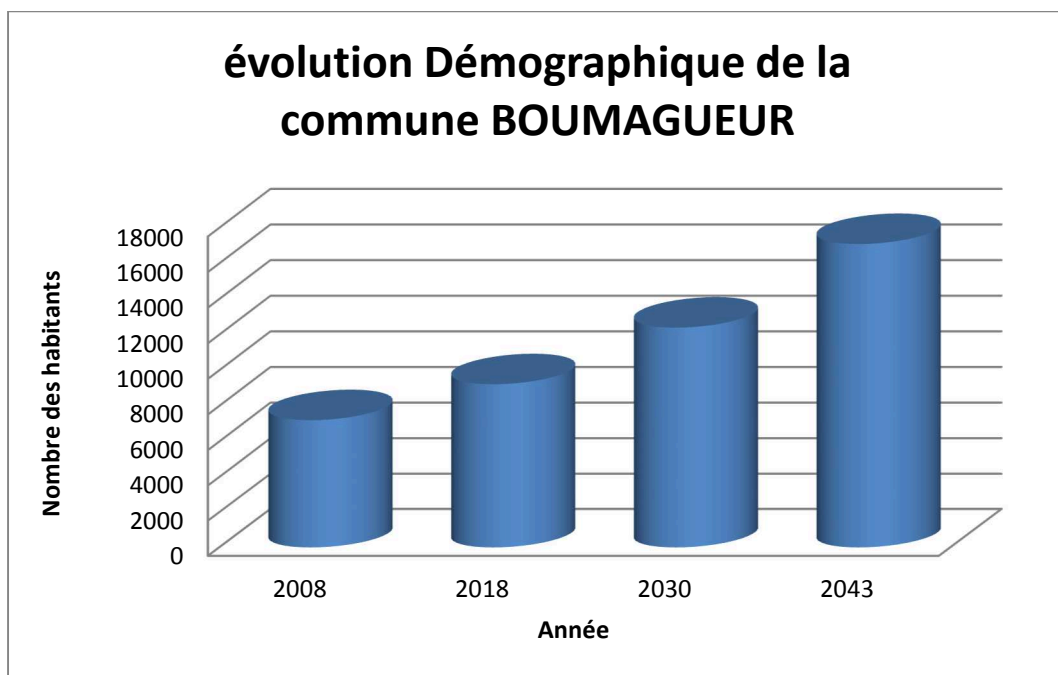


Figure II.1 : Histogramme d’accroissement de la population de la commune BOUMAGUEUR (2008-2043).

II.3.Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;

Q_i : dotation journalière en $l/j/hab$.

N_i : nombre de consommateurs.

II.4. Besoins en eau par catégorie de consommateur :

II.4.1. Besoins domestiques : [2]

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

- Commune rurale : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab, donc la dotation est estimée de 125 $l/j/hab$.
- Commune dont la population est supérieur à 2000 hab. on distingue :
 - Ville de moins de 20000 hab : une dotation de 150 à 200 $l/j/hab$.
 - Ville de 20000 à 100000 hab : une dotation de 200 à 300 $l/j/hab$.
 - Ville de plus de 100000 hab : une dotation de 300 à 350 $l/j/hab$.

Pour notre projet, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150 $l/j/hab$.

Source (A.D.E Wilaya de Batna 2017)

Tableau II.2 : Evaluation des Besoins domestiques

Nombre d'habitants		dotation	Consommation			
			2018		2043	
2018	2043	$l/j/hab$	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s
9223	17099	150	1383.45	16.01	2564.825	29.68

II.4.2. Les besoins des équipements :

Selon les informations recueillies lors de nos enquêtes des services techniques de l'APC.

Les équipements répartis comme suit :

II.4.2.1. Les besoins scolaires :

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité.

Le tableau suivant détermine les besoins scolaires.

Tableau II.3 : Evaluation des besoins scolaires

Equipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Ecole primaire	7	élève	250	15	26.25	54.75
C.E.M	2	élève	550	15	16.5	
Lycée	1	élève	800	15	12	

II.4.2.2. Besoins socioculturels :

Les résultats de calcul des besoins en eaux socioculturels sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.4 : Evaluation des besoins socioculturels

Equipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Mosquée	5	Fidèle	600	15	45	62.225
Stade	1	vestiaire	15	25	0.375	
Maison de jeune	1	personne	150	15	2.25	
S. Polyvalente	1	unité	1	1800	1.8	
Ci métier	2	élève	320	20	12.8	

II.4.2.3. Les besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II.5 : Evaluation des Besoins sanitaires.

Equipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Sale de soin	3	malade	25	15	1.1	5.35
polyclinique	1	malade	50	15	0.75	
Pharmacie	3	m ²	100	5	1.5	
Clinique vétérinaire	1	unité	1	2000	2	

II.4.2.4. Les besoins commerciaux :

Les résultats de calcul des besoins en eaux commerciaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6 : Evaluation des besoins commerciaux :

Equipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Café	9	clients	150	10	13.5	82.8
Super marché	1	unité	1	1500	1.5	
Boulangerie	6	unité	6	400	3.6	
Restaurant	6	repas	250	10	15	

Tableau II.6 : Evaluation des besoins commerciaux : (suite)

Douche	2	personne	150	30	9	
Bain	1	personne	120	200	24	
Lavage	1	voiture	80	140	11.2	
CAPCIAS	2	unité	2	2500	5	

II.4.2.5. Les besoins administratifs :

Les estimations des volumes consommés pour les besoins d'équipements Administratif sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau II.7 : Evaluation des besoins administratifs :

Equipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m³/j)	Total (m³/j)
A.P.C	1	employé	46	20	1.35	262.35
P.T.T	1	employé	37	20	0.3	
Gard communal	1	m ²	560	5	2.8	
Parc communale	1	employé	120	15	1.8	
Bibliothèque communale	1	lecteur	140	15	2.1	
Gendarmerie	1	personne	80	50	4	
Caserne	1	personne	5000	50	250	

II.5.Récapitulation des besoins en eaux de la commune:

Le tableau II-8 résume les besoins en eaux totaux de la commune BOUMMAGUEUR à l’horizon de calcul (2043).

Tableau II.8 : Récapitulation des besoins en eaux à l’horizon (2043)

Equipement	Consommation m ³ /j	Débit l/s
B. Domestiques	2564.825	29.68
B. Scolaires	54.75	0.63
B. Sanitaires	5.35	0.06
B. Socio culturel	62.225	0.72
B. Commerciaux	82.8	0.96
B. Administratifs	262.35	3.036
TOTAL	3032.3	35.096

Et on tenir compte les fuites dans le réseau :

$$Q_{moy,j} = 1.15 \times 3032.3 = 3487.125 \text{ m}^3/j. [2]$$

II-6-Coefficient d’irrégularité :

II.6.1.Coefficient d’irrégularité journalière maximale (K_{max,j}) :

Du fait de l’existence d’une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

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

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

K_{max,j} : se rapproche de 1.1 pour une population importante.

K_{max,j} : se rapproche de 1.3 pour une petite agglomération à caractère rural.

On prend k_{max,j} =1.2

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau.

II.6.2.Coefficient d’irrégularité journalière minimale (K_{min,j}) :

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

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. K_{min,j} varie de 0,7 à 0,9. on prend K_{min,j} = 0.8

II.6.3.Coefficient d’irrégularité maximale horaire (K_{max,h}) :

Ce coefficient représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée.

D’une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} = \alpha_{max} \beta_{max} \dots\dots\dots (II-5)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend α_{max} = 1,3.

β_{max}: coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Le tableau II-9 donne Sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.9 : β_{max} en fonction du nombre d’habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	1000.10 ³
β _{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1

Source (polycopie. Prof B.Salah.2014)

Donc

β_{max} = 1.2

On obtient :

K_{max,h} = 1.3×1.2 = 1.56

II.6.4.Coefficient d’irrégularité minimale horaire (K_{min,h}) :

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

$$K_{min,h} = \frac{Q_{min,h}}{Q_{moy,h}} = \alpha_{min} \beta_{min} \dots\dots\dots (II-6)$$

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$
- β_{min} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Le tableau II-10 donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.10 : β_{min} en fonction du nombre d’habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	1000.10 ³
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	1

Source (polycopie. Prof B.Salah.2014)

Donc : $\beta_{min} = 0.5$

On obtient :

$$K_{min,h} = 0.5 \times 0.5 = 0.25$$

II.7.Détermination des débits journaliers :

II.7.1.Consommation minimale journalière (Q_{min,j}) :

C’est le débit de jour de faible consommation pendant l’année ;

$$Q_{min,j} = Q_{moy,j} K_{minj} \dots\dots\dots (II-7)$$

Donc :

$$Q_{min,j} = Q_{moy,j} K_{minj} = 3487.125 \times 0.8$$

$$Q_{min,j} = 2789.7 \text{ l/s}$$

II.7.2. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit est calculé ainsi :

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

Avec :

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j .

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

Les résultats de calcul du débit maximum :

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} K_{maxj} = 3487.125 * 1.2 \quad \boxed{Q_{max,j} = 4184.55 \text{ l/s}}$$

II.8. Détermination des débits horaires :

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

II.8.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \text{ m}^3/h$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

$$\text{Donc : } Q_{moy,h} = \frac{4184.55}{24} \quad \boxed{Q_{moy,h} = 174.35 \text{ l/s}}$$

II.8.2. Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \text{ m}^3/h \dots\dots\dots (II-9)$$

Avec :

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

On a donc :

$$Q_{max,h} = 1.56 * 174.35$$

$$Q_{max,h} = 272 \text{ m}^3/h$$

II.9.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II-11

Tableau II.11 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas. Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Débit maximum horaire à moyen terme (2043)

Horaire	agglomération		Ordonnées de la	
	Q _{max,j} =4184.55		Consommation cumulée	
h	%	(m ³ /h)	(m ³ /h)	%
0-1	1.5	62.77	62.77	1.5
1-2	1.5	62.77	125.54	3
2-3	1.5	62.77	188.30	4.5
3-4	1.5	62.77	251.07	6
4-5	2.5	104.61	355.69	8.5
5-6	3.5	146.46	502.15	12
6-7	4.5	188.30	690.45	16.5
7-8	5.5	230.15	920.60	22
8-9	6.25	261.53	1182.14	28.25
9-10	6.25	261.53	1443.67	34.5
10-11	6.25	261.53	1705.20	40.75
11-12	6.25	261.53	1966.74	47
12-13	05	209.23	2175.97	52
13-14	05	209.23	2385.19	57
14-15	5.5	230.15	2615.34	62.5
15-16	06	251.07	2866.42	68.5
16-17	06	251.07	3117.49	74.5
17-18	5.5	230.15	3347.64	80
18-19	05	209.23	3556.87	85
19-20	4.5	188.30	3745.17	89.5
20-21	04	167.38	3912.55	93.5
21-22	03	125.54	4038.09	96.5
22-23	02	83.69	4121.78	98.5
23-24	1.5	62.77	4184.55	100

A partir de ce tableau on trouve :

$$Q_{\max,h} = 261.53\text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 62.77\text{m}^3/\text{h}$$

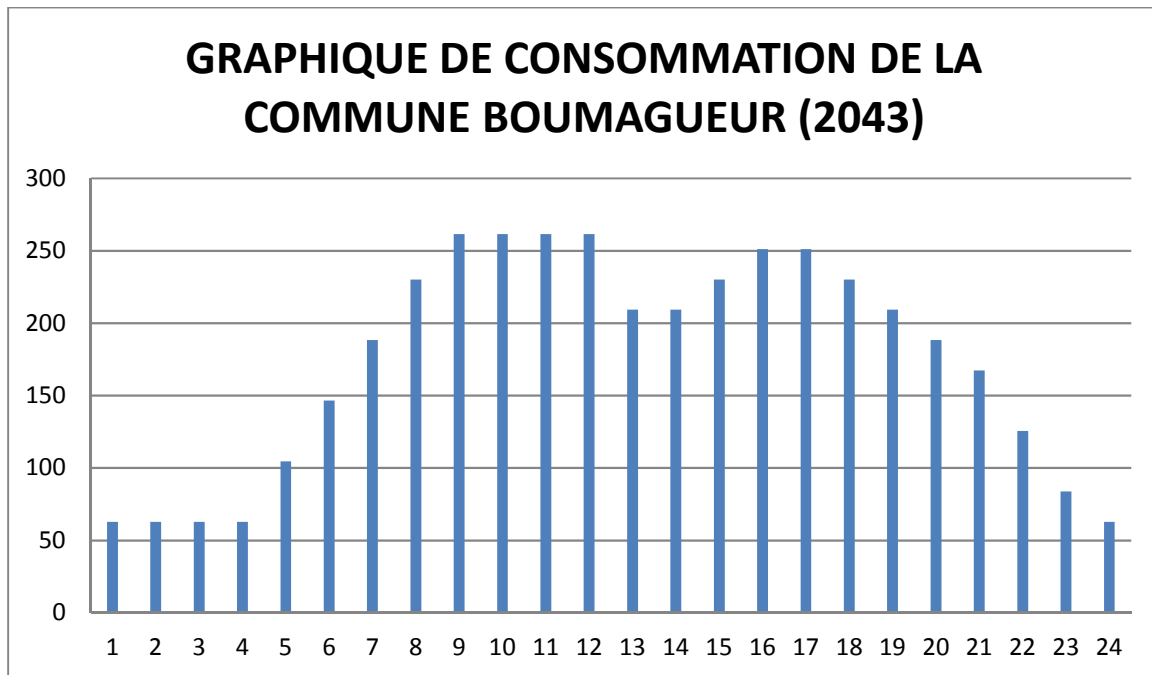


Figure II.2 : Graphique de consommation de la commune Boumagueur (2043)

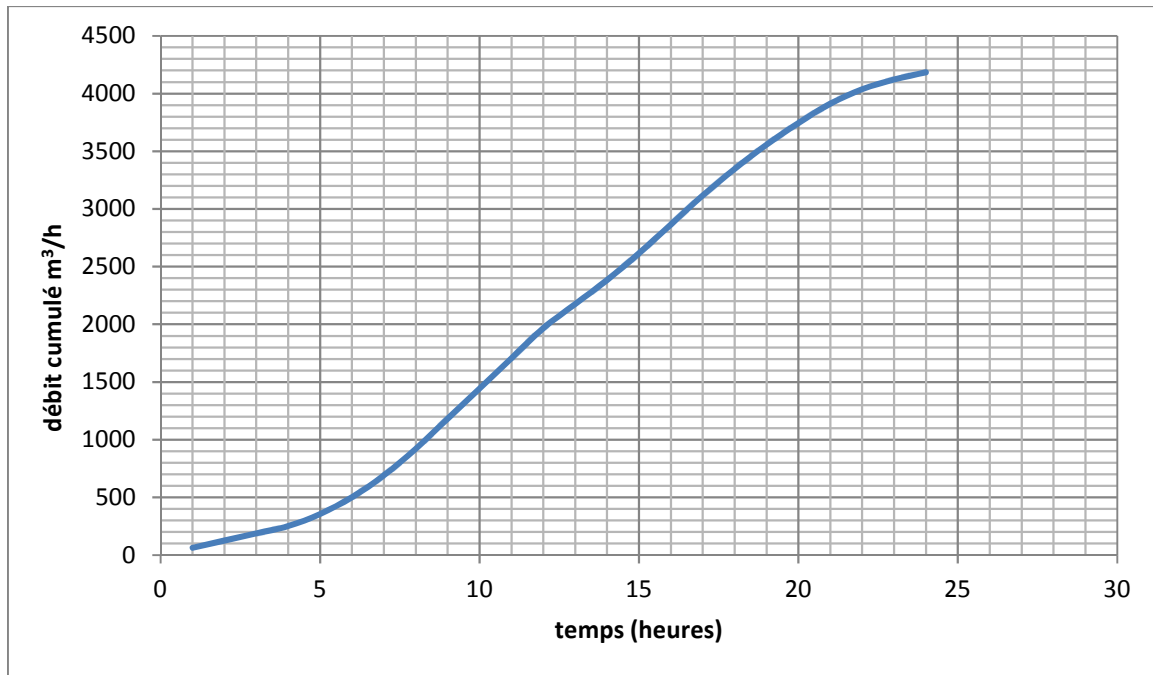


Figure II.3 : Courbe intégrale de consommation (2043)

Dans notre projet on opte pour le débit maximum horaire calculé par la deuxième méthode $Q_{\max.h} = 261.53 \text{ m}^3/\text{h}$

II.10. Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le forage existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit, la commune BOUMAGUEUR dispose deux forages donnant un débit total de 57l/s qui est équivalent à 4924.8 m³/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2043.

Alors que les besoins totaux de la commune BOUMAGUEUR à l'horizon 2043 sont de 4184.55m³/j, donc il y à un excès d'eau :

$$\text{A l'horizon de calcul (2043) } E = 4924.8 - 4184.55 = 740.25 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.11. Conclusion :

D'après nos calculs, on a trouvé que le débit maximum journalier (4184.55 m³/j) est moins que le volume donné par les deux forages (4924.8 m³/j). Donc on a un excès de 740.25 m³/j qui est égal à 8.57 l/s.

III.1.Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker de l'eau. Ils sont placés généralement sur des sommets géographiques pour permettre la distribution de l'eau sous Pression.

III.2. Définition :

Un réservoir est par définition un contenant hermétique de différents volumes possibles dont l'usage est d'alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Les principales fonctions des réservoirs sont :[2]

1. **La régulation du débit** entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).
2. **La régulation de pression** en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
3. **La sécurité** vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

III.3.Rôle et fonctions des réservoirs:

III.3.1.Rôle des réservoirs:

La présence du réservoir entre les ouvrages d'adduction et de distribution est importante dans l'alimentation en eau potable. Hormis le rôle de régulateur, les réservoirs permettent également [2]:

- D'assurer une pression suffisante et régulière dans le réseau de distribution.

- De combattre efficacement les incendies.
- De maintenir l'eau à l'abri de la pollution et des variations des températures.
- De faire face, sans interrompre la distribution, aux incendies, pannes électriques, remplacement de pompes ou aux accidents sur la conduite de refoulement.
- La régularité de fonctionnement des pompes.
- De profiter au maximum du tarif de nuit (le plus réduit) en énergie électrique.

III.3.2.Fonctions techniques des réservoirs :

Le réservoir doit assurer les fonctions suivantes :

- L'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient important.
- dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir principal, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité.
- Assurer la continuité de la distribution pendant de l'arrêt de la pompe.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Il peut également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.

III.3.3.Fonctions économiques :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

III.4.Calcul de la capacité de stockage:

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir 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 situés 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 bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité

de la distribution. À la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

III.4.1.principe de calcul :

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

Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé. [2]

Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

III.4.2. Détermination analytique de la capacité de stockage:

La détermination de la capacité de réservoir par la méthode analytique, exige deux régimes distincts :[2]

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.
- Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, estimée à 120m³.

Le volume utile est donné par la relation suivante : [2]

$$V = (P\% \times Q_{\max j}) + V_i \dots \dots \dots (III-1)$$

Avec:

$p\%$: capacité maximale du réservoir exprimée en %.

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

V_i : volume de la réserve destinée d'incendie.

L'expérience a montré que le meilleur coût d'exploitation pour les installations de production d'eau entre 18 et 20 heures.

Pour éviter les heures de pointe d'un coté et éviter la production d'eau pendant le jour où le coût d'électricité est élevé fixons la plage de production entre 18 et 20 heures la capacité de stockage est calculée par la méthode analytique qui nous permet de choisir le début de l'heure où la pompe peut commencer à fonctionner.

Tableau III.1: capacité de stockage

Heure	consommation d'eau	Refolement D'eau	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
	%	%	%	%	%
0 - 1	1,5	5	3,5		12
1 - 2	1,5	5	3,5		15,5
2 - 3	1,5	5	3,5		19
3 - 4	1,5	5	3,5		22,5
4 - 5	2,5	5	2,5		25
5 - 6	3,5	5	1,5		26,5
6 - 7	4,5	5	0,5		27
7 - 8	5,5	5		0,5	26,5
8 - 9	6,25	5		1,25	25,25
9 - 10	6,25	5		1,25	24
10 - 11	6,25	5		1,25	22,75
11 - 12	6,25	5		1,25	21,5
12 - 13	5	5		0	21,5
13 - 14	5	5		0	21,5

Tableau III.1: capacité de stockage (suite)					
14 - 15	5,5	5		0,5	21
15 - 16	6	5		1	20
16 - 17	6	5		1	19
17 - 18	5,5	0		5,5	13,5
18 - 19	5	0		5	8,5
19 - 20	4,5	0		4,5	4
20 - 21	4	0		4	0
21 - 22	3	5	2		2
22 - 23	2	5	3		5
23 - 24	1,5	5	3,5		8,5

Ce tableau nous donne un résidu maximum égal à 27%, sans prise en compte de la réserve d'incendie donc le volume du réservoir projeté avec la réserve d'incendie qui est égale à 120 m³ sera :

$$V_r = P_r \times Q_{\max j} + V_{\text{inc}} = 0,27 \times 4891.025 + 120 = 682.247 \text{ m}^3.$$

$$V_R = 1440.57 \text{ m}^3$$

III.5. Stockage existant:

Les réservoirs existants sont

* le réservoir de Talggat (2*500m³)

* le réservoir Bouradi (500m³)

Donc :

La capacité de stockage existant est de 1500m³, qui est supérieure au besoin de stockage (59.42m³)

III.6.Conclusion :

L'étude précédente que nous avons déjà faite, nous permet de savoir qu'il y ait un réservoir à implanter ou non. D'après notre calcul on a trouvé un volume inférieur au volume des réservoirs existants, donc aucun réservoir ne sera implanté.

IV.1.Introduction :

Le terme adduction s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au réservoir de stockage.

IV.2.Type D'adduction [2] :

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

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

IV.2.1.Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas.

IV.2.2.Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. Lors de l'établissement de la conduite de refoulement certaines conditions techniques et économiques doivent être respectées.

IV.2.3.Adduction mixte :

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

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir des débits des forages, on refoule l'eau vers les réservoirs de capacité 1500m³ qui à son tour fait la distribution vers la commune BOUMAGUEUR.

Mais pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

IV.3.Choix du tracé :

Après l'examen du relief de la zone d'étude (partie adduction), et les ouvrages existants nous avons constaté que le mode d'adduction adopté est l'adduction par refoulement.

En ce qui concerne l'établissement du cheminement de la conduite de refoulement, il est conditionné par :

- La recherche du chemin le plus court et le plus rectiligne entre le point d'eau et le réservoir pour des raisons techniques et économiques.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible.
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air et l'apparition de la cavitation, ce qui nécessite l'installation des ventouses aux points hauts et des décharges aux points bas.
- Les coudes doivent être largement ouverts pour éviter les butés importantes.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étend sur une longueur de 684.2 mètres pour la première adduction et de 899.5 pour la deuxième adduction, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

IV.4.Choix de type de tuyau :

Le choix du matériau des conduites se fait en fonction des critères suivantes (d'ordre technique. économique) :

- Du diamètre
- Des pressions exigées
- Des conditions d'installation
- Du revêtement pour certains types
- De la disponibilité sur le marché national
- Du prix unitaire de pose de l'adduction
- Disponibilité sur le marché (production locale)

- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable)
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD en vue des avantages qu'elles présentent par rapport les autres matériaux :

- Excellente résistance à long terme.
- Très bonne résistance à la corrosion.
- Insensible aux courants vagabonds.
- Très bonne qualités hydrauliques.
- Peut être posé en grande longueur.
- Bonne flexibilité.
- Grande résistance aux chocs et aux vibrations même par temps froid.
- Bonne résistance à l'abrasion.
- Bonne soudabilité.
- Légèreté et facilité de mise en œuvre.
- Très bon rapport qualité/coût.

IV.5.Profil d'une adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière, il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en (x) les distances, en (y) les altitudes.

Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

IV.6.La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.7.L'air dans la tuyauterie :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible, Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, vanne
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

IV.8.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.

IV.8.1.Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique, cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on en cite :

➤ La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$ (**IV-1**)

$$D_{ec1} = \sqrt{Q1} = \sqrt{0.033} = 0.181 m \longrightarrow D_1=181mm$$

$$D_{ec2} = \sqrt{Q2} = \sqrt{0.024} = .0 155 m \longrightarrow D_2=155mm$$

➤ La formule de BRESSE : $D = 1,5 \sqrt{Q}$(IV-2)

$$D1 = 1,5 * \sqrt{Q1} = 1,5\sqrt{0.033} = 0,272m \rightarrow D1=272mm$$

$$D2 = 1,5 * \sqrt{Q2} = 1,5\sqrt{0.033} = 0,272m \rightarrow D2=232mm$$

Avec :D₁ : Diamètre de la conduite de l'adduction 1

D₂ : Diamètre de la conduite de l'adduction 2

Q₁ : Débit véhiculé en m³/s du forage 1

Q₂ : Débit véhiculé en m³/s du forage 2

IV.8.2.Vérification de la vitesse :

$$\text{Avec } D_1=181mm \rightarrow V1 = \left[\frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0.033}{3.14 * 0,181^2} = 1,27m/s$$

$$\text{Avec } D_1=272mm \rightarrow V1 = \left[\frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,0033}{3.14 * 0,272^2} = 0,56m/s$$

$$\text{Avec } D_2=155mm \rightarrow V2 = \left[\frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0.024}{3.14 * 0,155^2} = 1,27m/s$$

$$\text{Avec } D_2=232mm \rightarrow V2 = \left[\frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,024}{3.14 * 0,232^2} = 0,56m/s$$

La vitesse dans la conduite de refoulement :

si (D<250)mm → v= (1 à 1.5) m/s

si (300< D< à 800) mm → v= (1.2 à 2) m/s

si D> 800 mm → v= (1,8 à 3) m

IV.9.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

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\Pi^2 D^5} \dots\dots\dots(IV-3)$$

Avec J : gradient de pertes de charges

Q : le débit véhiculé (m³/s)

g : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s²

D : diamètre (m)

λ : Coefficient de frottement.

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

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

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

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots (IV-4)$$

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

Le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (IV-5)$$

Avec : ϵ : rugosité en (mm)

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

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

IV.9.1. 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 :

$\Delta H = J \cdot L$ Avec J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

IV.9.2. 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 :

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

- ΔH_T : pertes de charges totales
- ΔH_L : pertes de charges linéaires
- ΔH_S : pertes de charges singulières

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

$$\Delta H_T = 1.15 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g \cdot 3,14^2 \cdot D^5} \cdot L \quad \dots\dots\dots(\text{IV-6})$$

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement

IV.10. Détermination de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (ΔH_T) et des pertes de charges due à l'aspiration (ΔH_{asp}), elle est donnée par :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp} \dots\dots\dots(\text{IV-7})$$

$$H_g = C_{tp} - C_{st}$$

C_{tp} : Cote de trop plein du réservoir R C_{tp1}=765m. C_{tp2}=700m.

C_{st} : Cote de plan d'eau à l'aspiration de la station de pompage C_{st1}=735m. C_{st2}=720m.

Donc : $H_{g1} = 765 - 735 = 30\text{m}$

$$H_{g2} = 720 - 700 = 20\text{m}$$

Les tableaux N° IV.2 et IV.2.1 donne la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres

Tableau N° IV.2 : Détermination de la hauteur manométrique 1

D ₁ (mm)	vitesse (m/s)	λ ₁	ΔH _{L1} (m)	ΔH _{s1} (m)	ΔH _{T1} (m)	H _{g1} (m)	H.M.T1 (m)
125	3,46163	0.022434	45.3032366	6.7954855	52.098722	30	82.0987221
160	2,11449	0.021072	12.3848241	1.8577236	14.242547	30	44.2425477
200	1,35404	0.019945	3.84126264	0.5761894	4.4174520	30	34.417452
250	0,86541	0.018907	1.19315375	0.1789731	1.3721268	30	31.3721268
315	0,54551	0,0126882	0,47432426	0,0711486	0,5454729	30	30.5454729
400	0,33813	0,0128283	0,14505416	0,0217581	0,1668123	30	30.1668123

Tableau N° IV.3 : Détermination de la hauteur manométrique 2

D ₂ (mm)	vitesse (m/s)	λ ₂	ΔH _{L2} (m)	ΔH _{s2} (m)	ΔH _{T2} (m)	H _{g2} (m)	H.M.T2 (m)
90	3,77448	0.0244602	177.5145	26.62718	204.14171	20	224.141715
110	2,51755	0.0231914	61.70922	9.2563835	70.965606	20	90.9656068
125	2,51755	0.0224339	31.50227	4.7253414	36.227617	20	56.2276174
160	1,43781	0.0210725	8.611970	1.2917956	9.9037663	20	29.9037663
200	0,98476	0.0199457	2.671078	0.4006618	3.0717406	20	23.0717406
250	0,62939	0,0126882	0,329828	0,0494743	0,3793026	20	20,3793027
315	0,39674	0,0128283	0,100865	0,0151298	0,1159954	20	20,1159954

IV.11.Puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée est donnée par :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{\eta} \text{ (Kw)} \dots \dots \dots \text{(IV-8)}$$

- Avec : Q : débit de la pompe en (m³/s)
- η : rendement de la pompe = 80%

IV.12.Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P.T.365 \quad (\text{kw.h}) \dots\dots\dots (\text{IV-9})$$

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.

IV.13.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:

$$Fe = C. E \quad (\text{DA}) \dots\dots\dots (\text{IV-10})$$

Avec : C : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ (=4,67DA)

E : Energie totale dépensée par la pompe.

Les tableaux N° IV.4 et IV.5 donne les frais d'exploitations :

Tableau N° IV.3 : Détermination des frais d'exploitation pour l'adduction 1 :

D _l (mm)	H _{M.T1} (m)	P1 (KW)	E 1(KW.h)	Frais d'exploitation (Da)
125	82.0987221	33.2222741	242522.601	1132580.547
160	44.2425477	17.9033	130694.09	610341.3989
200	34.417452	13.9274522	101670.401	474800.7719
250	31.3721268	12.6951233	92674.3998	432789.4471
315	30.5454729	12.305534	89830.3979	419507.958
400	30.1668123	12.1873982	88968.0069	415480.592

Tableau N° IV.5: Détermination des frais d'exploitation pour l'adduction 2 :

D ₂ (mm)	H.M.T ₂ (m)	P ₂ (KW)	E ₂ (KW.h)	Frais d'exploitation (Da)
90	224.141715	65.96490672	481543.819	2248809.635
110	90.9656068	26.77117808	195429.6	912656.232
125	56.2276174	16.5477878	120798.851	564130.6339
160	29.9037663	8.800678422	64244.9525	300023.9281
200	23.0717406	6.790013259	49567.0968	231478.342
250	20,3793027	6.166800076	45017.6406	210232.3814
315	20,1159954	5.969777027	43579.3723	203515.6686

IV.14.Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera estimé sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$\frac{i}{(1+i)^n-1} + i \dots \dots \dots (IV-11)$$

Avec *i* : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement (n=25ans)

D'où
$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{25} - 1} + 0.08 \quad \mathbf{A = 0.09}$$

IV.15.Frais d'amortissement :

$$F_a = L.pr.A \quad (Da) \dots \dots \dots (IV-12)$$

Avec : *L* : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement (Da).

Les tableaux N° IV.6 et IV.7 Représente le calcul des frais d'amortissement :

Tableau N° IV.6: Détermination du montant d'amortissement pour l'adduction1:

D ₁ (mm)	Pr (Da)	L ₁ (m)	Prix de la conduite (Da)	A	Montants d'amortissement (Da)
125	1273.73	684.2	871486.1	0.0936	81571.09578
160	2081.77	684.2	1424347	0.0936	133318.8824
200	3296.16	684.2	2255233	0.0936	211089.7781
250	5057.93	684.2	3460636	0.0936	323915.5021
315	7681.41	684.2	5255621	0.0936	491926.0996
400	12473.71	684.2	8534512	0.0936	798830.359

Tableau N° IV.7: Détermination du montant d'amortissement pour l'adduction2:

D ₂ (mm)	Pr (Da)	L ₂ (m)	Prix de la conduite (Da)	A	Montants d'amortissement (Da)
90	663.09	899.5	596449.5	0.0936	55827.66899
110	983.83	899.5	884955.1	0.0936	82831.79596
125	1273.73	899.5	1145720	0.0936	107239.4046
160	2081.77	899.5	1872552	0.0936	175270.878
200	3296.16	899.5	2964896	0.0936	277514.2581
250	5057.93	899.5	4549608	0.0936	425843.3121
315	7681.41	899.5	6909428	0.0936	646722.4884

IV.16.Bilan (prix total) :

$$P_t = F_e + F_a \quad (\text{Da}) \dots\dots\dots (\text{IV-13})$$

Tableau N° IV.8: détermination du prix total. (bilan) (Adduction 1):

D ₁ (mm)	Frais d'exploitation (Da)	Montants d'amortissement(Da)	Prix total (Da)
125	1132580.547	81571.09578	1214151.643
160	610341.3989	133318.8824	743660.2813
200	474800.7719	211089.7781	685890.55
250	432789.4471	323915.5021	756704.9492
315	419507.958	491926.0996	911434.0576
400	415480.592	798830.359	1214310.951

Tableau N° V.9: détermination du prix total. (Bilan) (Adduction 2):

D ₂ (mm)	Frais d'exploitation (Da)	Montants d'amortissement(Da)	Prix total (Da)
90	2248809.635	55827.66899	2304637.304
110	912656.232	82831.79596	995488.0279
125	564130.6339	107239.4046	671370.0386
160	300023.9281	175270.878	475294.8061
200	231478.342	277514.2581	508992.6001
250	210232.3814	425843.3121	636075.6935
315	203515.6686	646722.4884	850238.157

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 (1 à 1.5) m/s pour un $d \leq 250\text{mm}$.

Les résultats des tableaux sont représentés graphiquement

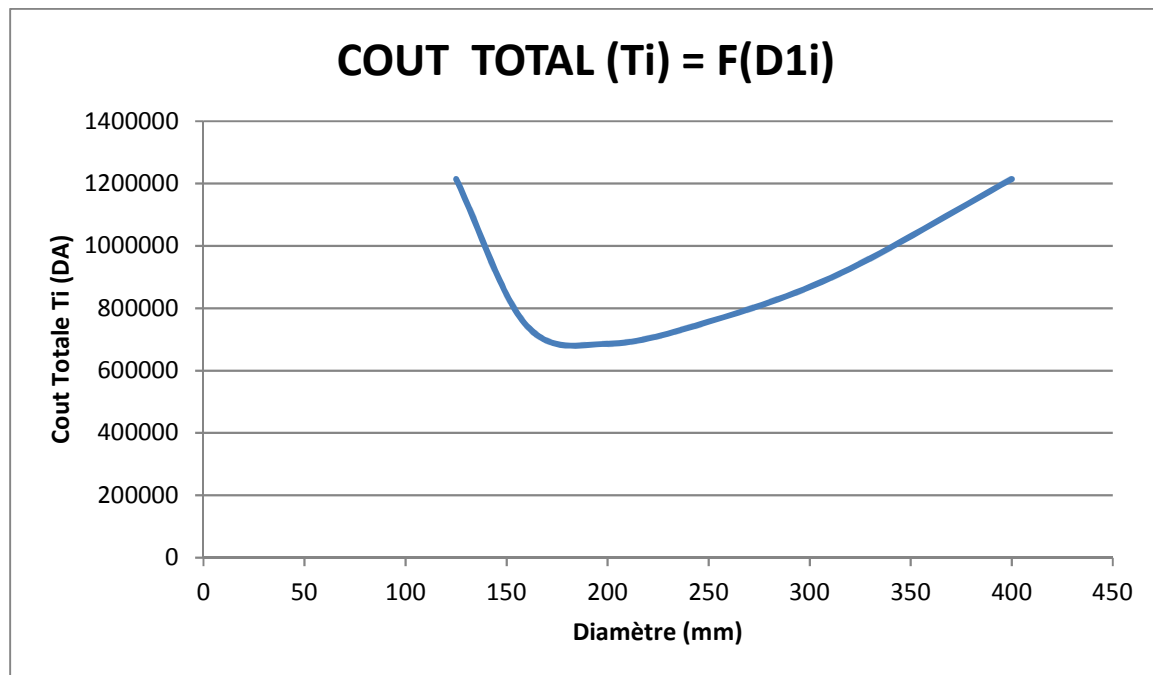


Figure IV.1 cout total en fonction du diamètre pour la l'adduction 1

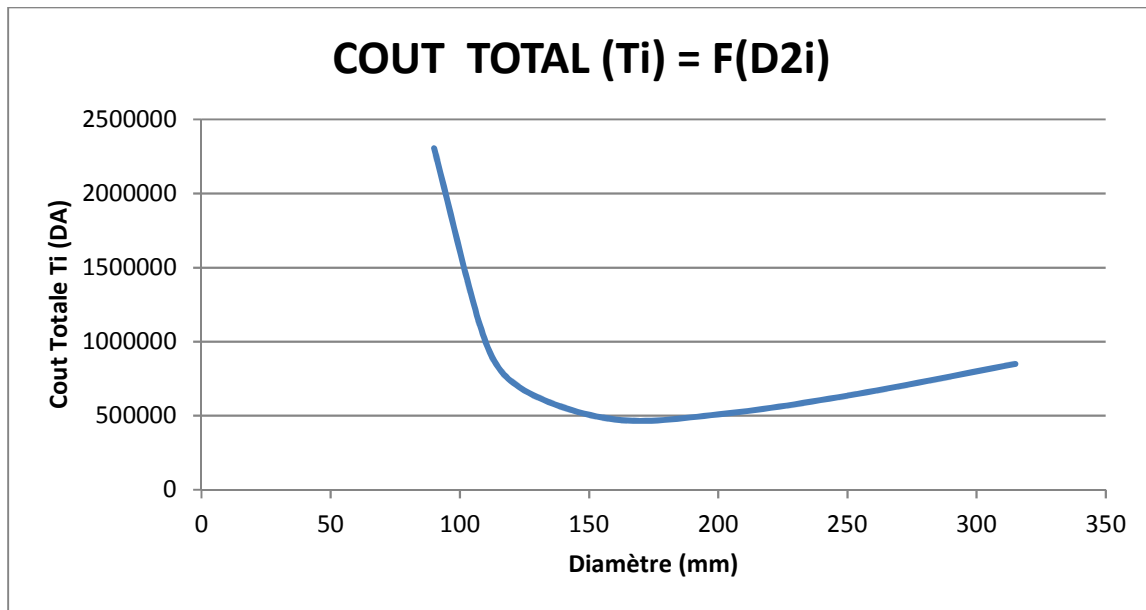


Figure IV-2 cout total en fonction du diamètre pour l'adduction 2.

Après le calcul du diamètre économique de la conduite d'adduction (forage – château d'eau) on a arrivé à déterminer les caractéristiques géométriques qui sont mentionnées dans les tableaux VI.6 et IV.6.1

Tableau IV.10 : Caractéristiques du tronçon F₁-R (2*500)

Débit l/s	Longueur ml	Dext mm	Dint mm	ε (mm)	V m/s
33	684.2	200	163.6	0.02	1,27

Tableau IV.11 : Caractéristiques du tronçon F₂-R (500)

Débit l/s	Longueur ml	Dext mm	Dint mm	ε (mm)	V m/s
24	899.5	160	130.8	0.02	1,27

IV1.7.Conclusion :

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

- L'adduction par refoulement constituée de deux stations de pompage, La première conduite de refoulement à une longueur de 684.2m et un diamètre de 200mm, La deuxième à une longueur de 899.5 et un diamètre de 160mm.

V.1.Introduction :

La situation du forage et sa cote sont déterminées. Il reste à déterminer les caractéristiques de la pompe du forage qui a une double fonction : absorber et refouler l'eau vers le château d'eau.

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

V.2.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

V.3.choix du type d'installation :

Le choix de l'installation 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 (10 à 60) m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour le premier ouvrage de production (forage F1) le niveau dynamique se trouve à une profondeur de 5.85 m. donc on choisit pour le pompage , une pompe centrifuge à axe horizontal qu'on va déterminer ses caractéristiques à l'aide du logiciel CAPRARI.

Pour le premier ouvrage de production (forage F2) le niveau dynamique se trouve à une profondeur de 12m. Donc on choisit pour le pompage un groupe électropompes immergés.

V.4.choix de la pompe :

V.4.1.Détermination de la hauteur manométrique de la pompe :

La hauteur manométrique se calcule ainsi :

$$HMT = H_g + \sum h_p(asp) + \sum h_p(ref) \dots \dots \dots (V-1)$$

Avec :

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

Σh_p : représentent les perte de charges.

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

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

Le tronçon (F1- réservoir1) représente la conduite qui relie le forage1 et le château d'eau1. Elle démarre à une cote de 729.15 m et abouti, après 684.2 ml, à la cote de 765m.

Le tronçon (F2- réservoir 2) représente la conduite qui relie le forage2 et le château d'eau2. Elle démarre à une cote de 688 m et abouti, après 899.5ml, à la cote de 720m.

Donc :

$$H_{g1} = (C_{tp1} - C_{f1}) = (765 - 729.15) = 35.5 \text{ m}$$

$$H_{g2} = (C_{tp2} - C_{f2}) = (720 - 688) = 32 \text{ m}$$

Dans le chapitre adduction, on a déterminé les pertes de charge engendrées dans la canalisation (F- réservoir) ainsi que les caractéristiques géométriques de cette dernière.

Tableau V.1 : Caractéristiques des tronçons

Débit l/s	Longueur ml	Dext mm	Dint mm	ϵ (mm)	V m/s	$\Sigma \Delta H$ mce
33	684.2	200	163.6	0.01	1,27	4.41
24	899.5	160	130.8	0.01	1,27	9.9

$$HMT = H_g + \Sigma \Delta H$$

Telle que :

$\Sigma \Delta H$: est la perte de charge totale.

Donc :

$$HMT_1 = 35.5 + 4.41 = 39.91 \text{ m}$$

$$HMT_2 = 32 + 9.9 = 41.9 \text{ m}$$

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

V.4.2.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.

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

Tableau V.2 : Variantes pour le choix du type de pompe 1

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	38.2	41	MEC-AZ 2/80C	78.6	2900	20.1	3.88
2	21.4	42.1	MEC-A 2/80D	73.4	2900	12.5	2.97
3	10.8	39.7	MEC-AZ 2/50C	67.6	2850	6.39	2.1

Tableau V.3 : Variantes pour le choix du type de pompe 2

Nombre de pompe	Q ref (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	26.3	43.9	E9S50/3Q + MC620	78.1	2900	14.6	4.11
2	12.3	42.4	E6S55/4K + MC610	74	2900	6.95	4.19
3	8.3	42.6	E6S50/4A + MC67	70.7	2900	4.96	3.31

A partir du tableau V-2 et V-3 des variantes proposées, et les critères qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi les variantes :

Tableau V.4 : les caractéristiques de la pompe1 choisi

Q ref (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
38.2	41	MEC-AZ 2/80C	78.6	2900	20.1	3.88

Tableau V.5 : les caractéristiques de la pompe2 choisi

Q ref (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
26.3	43.9	E9S50/3Q + MC620	78.1	2900	14.6	4.11

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **MEC-AZ 2/80C** pour l'adduction 1 et de type **E9S50/3Q + MC620 CAPRARI** l'adduction 2.

V.5.Courbes caractéristiques des pompes :

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

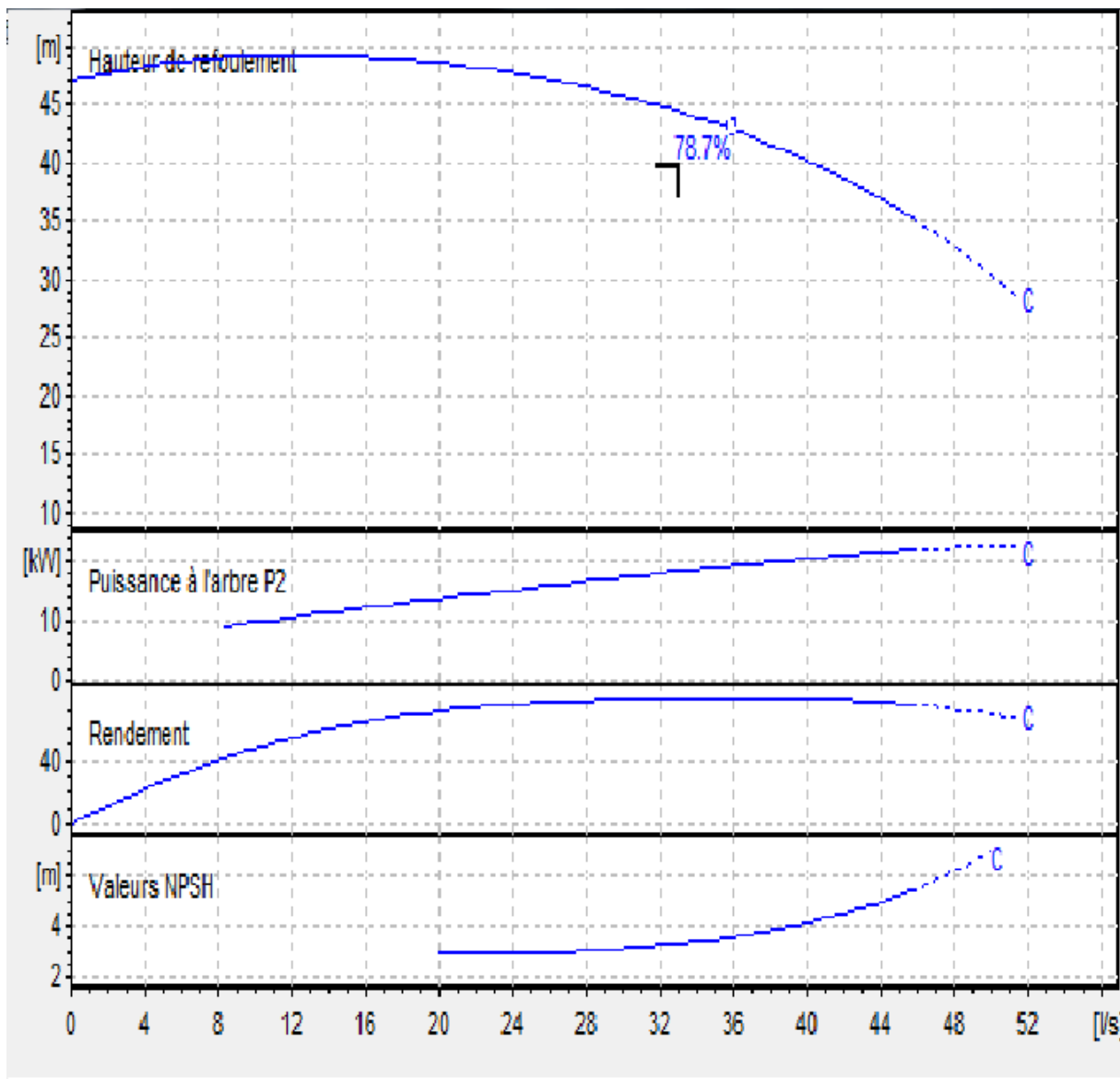


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type MEC-AZ 2/80C

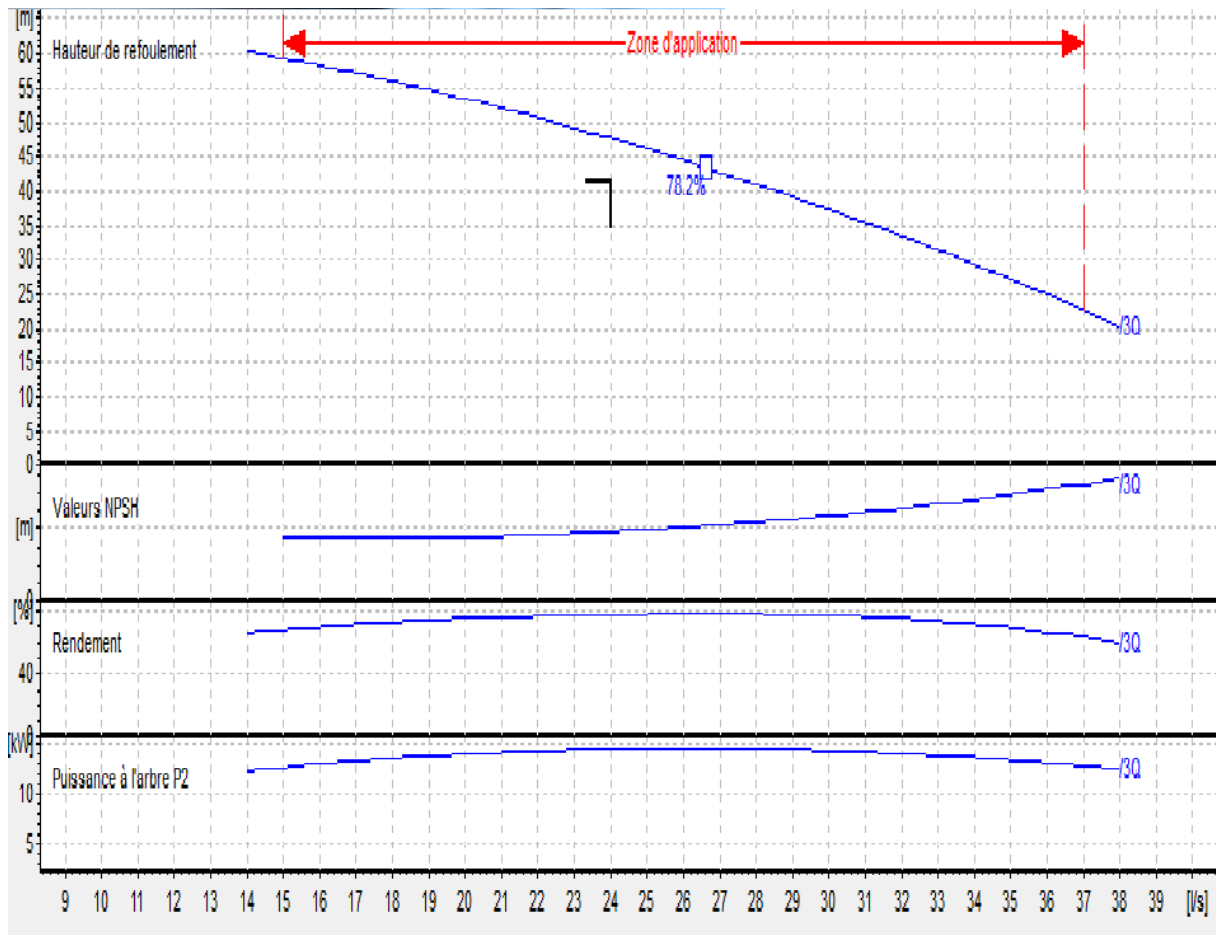


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type E9S50/3Q + MC620

V.6.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.

V.7.Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t).....(V-2)$$

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

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

Tableau N° V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement 1

Q	2Q	Hg	L ref	D ec	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t	Hc
(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m)	(m)	(mm)		(m)	(m)	(m)
0	0	35.5	684.2	200	0.020	0	0.0	35.50
10	20	35.5	3028	200	0.020	0.12	0.1	35.64
20	40	35.5	3028	200	0.020	0.48	0.6	36.05
30	60	35.5	3028	200	0.020	1.08	1.2	36.75
40	80	35.5	3028	200	0.020	1.93	2.2	37.72
50	100	35.5	3028	200	0.020	3.01	3.5	38.96
60	120	35.5	3028	200	0.020	4.34	5.0	40.49
70	140	35.5	3028	200	0.020	5.90	6.8	42.29
80	160	35.5	3028	200	0.020	7.71	8.9	44.36
90	180	35.5	3028	200	0.020	9.76	11.2	46.72
100	200	35.5	3028	200	0.020	12.04	13.9	49.35
110	220	35.5	3028	200	0.020	14.57	16.8	52.26
120	240	35.5	3028	200	0.020	17.34	19.9	55.45
130	260	35.5	3028	200	0.020	20.36	23.4	58.91

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3).

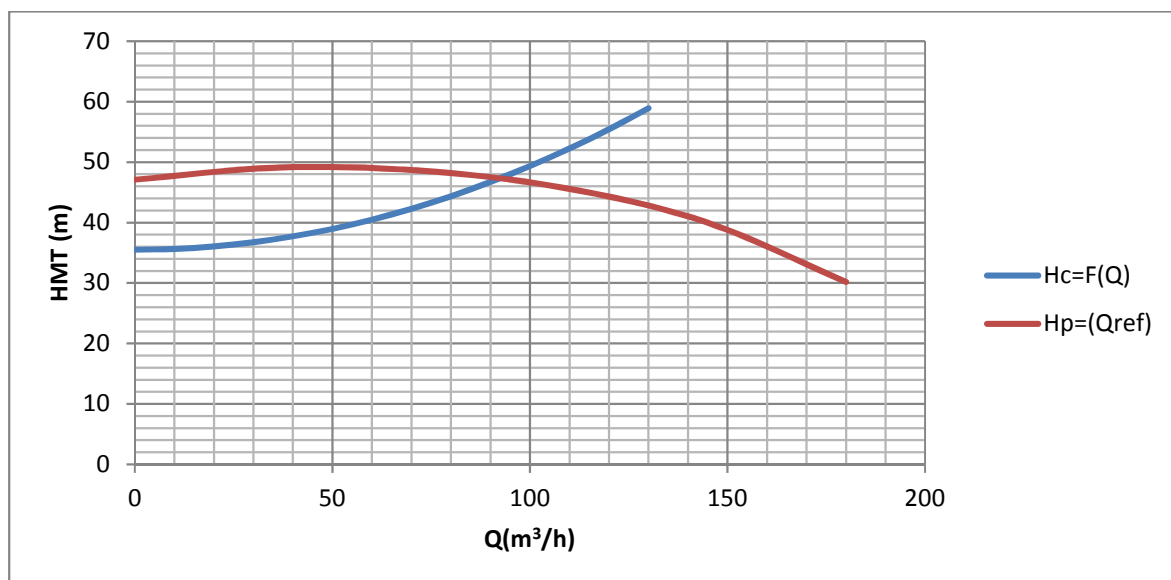


Figure N°V.3: Point de fonctionnement de la pompe1

Tableau N° V.7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement 2

Q	2Q	Hg	L ref	D ec	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t	Hc
(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m)	(m)	(mm)		(m)	(m)	(m)
0	0	32	899.5	160	0.021	0	0.0	32.00
10	20	32	899.5	160	0.021	0.04	0.0	32.04
20	40	32	899.5	160	0.021	0.15	0.2	32.17
30	60	32	899.5	160	0.021	0.34	0.4	32.39
40	80	32	899.5	160	0.021	0.60	0.7	32.70
50	100	32	899.5	160	0.021	0.95	1.1	33.09
60	120	32	899.5	160	0.021	1.36	1.6	33.57
70	140	32	899.5	160	0.021	1.85	2.1	34.13
80	160	32	899.5	160	0.021	2.42	2.8	34.78
90	180	32	899.5	160	0.021	3.06	3.5	35.52
100	200	32	899.5	160	0.021	3.78	4.3	36.35
110	220	32	899.5	160	0.021	4.57	5.3	37.26
120	240	32	899.5	160	0.021	5.44	6.3	38.26
130	260	32	899.5	160	0.021	6.39	7.3	39.35

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-4).

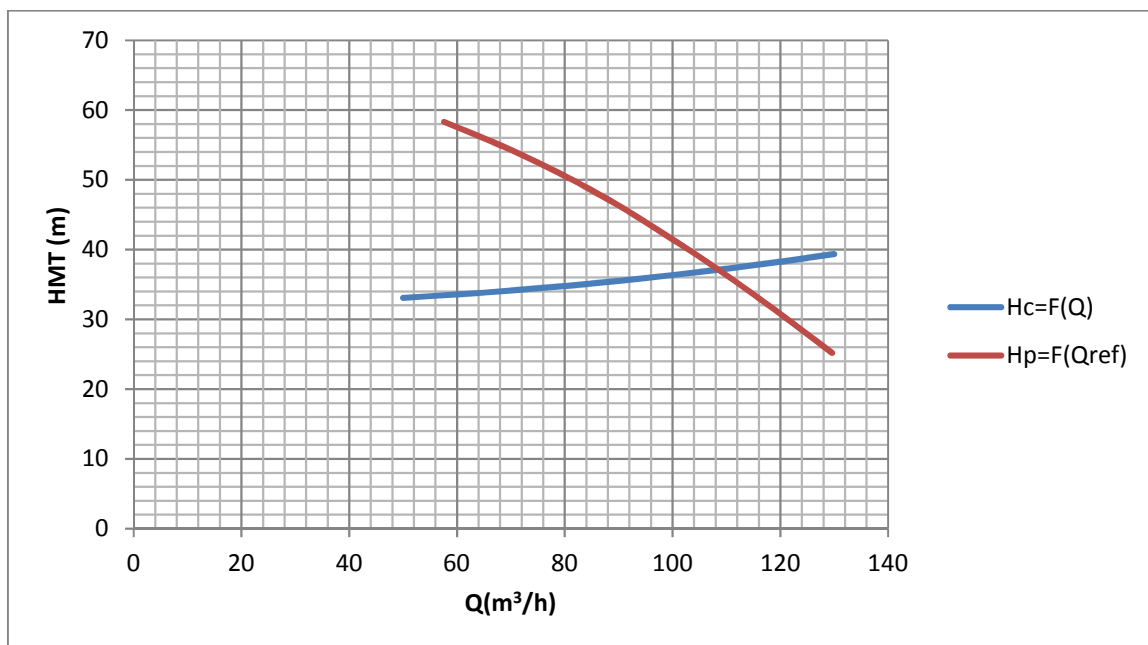


Figure N°V.4: Point de fonctionnement de la pompe2

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

$$(Pf)1 = Q_{pf1} = 94 \text{ m}^3/\text{h} < Q_{app1} = 99.38 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$(Pf)2 = Q_{pf2} = 109 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app2} = 75 \text{ m}^3/\text{h}.$$

.V.8. Modes de réglage[3] :

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

a). Débit disponible > Débit appelé

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

- 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.
- 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 :

$$\eta_{inst\ ap, van} = \eta_{inst\ av, van} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots (V-3)$$

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

- $\eta_{inst\ av, van}$: 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).

3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots (V-4)$$

- 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 (m³/h).

5. Changement du type de la pompe : si cela est possible.

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 .

b). Débit disponible < Débit appelé : comme le cas du 1ere pompe :

1. **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

On à Q_{app1} > Q_{pf1}

$$Q_{pf1} = 94 \text{ m}^3/\text{h} < Q_{app1} = 99.38 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_{pf1} = 47 \text{ m} > H_{app1} = 41 \text{ m}.$$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app1}}{Q_{pf1}} = \frac{n}{N} \text{ donc : } n = N \frac{Q_{app1}}{Q_{pf1}} = 3065.97 \text{ tr/min}$$

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale:

$$H = a * Q^2) \dots \dots \dots (V-5)$$

$$a = \frac{H_{app1}}{Q^2_{app1}} = \frac{41}{99.38^2} = 0.00415$$

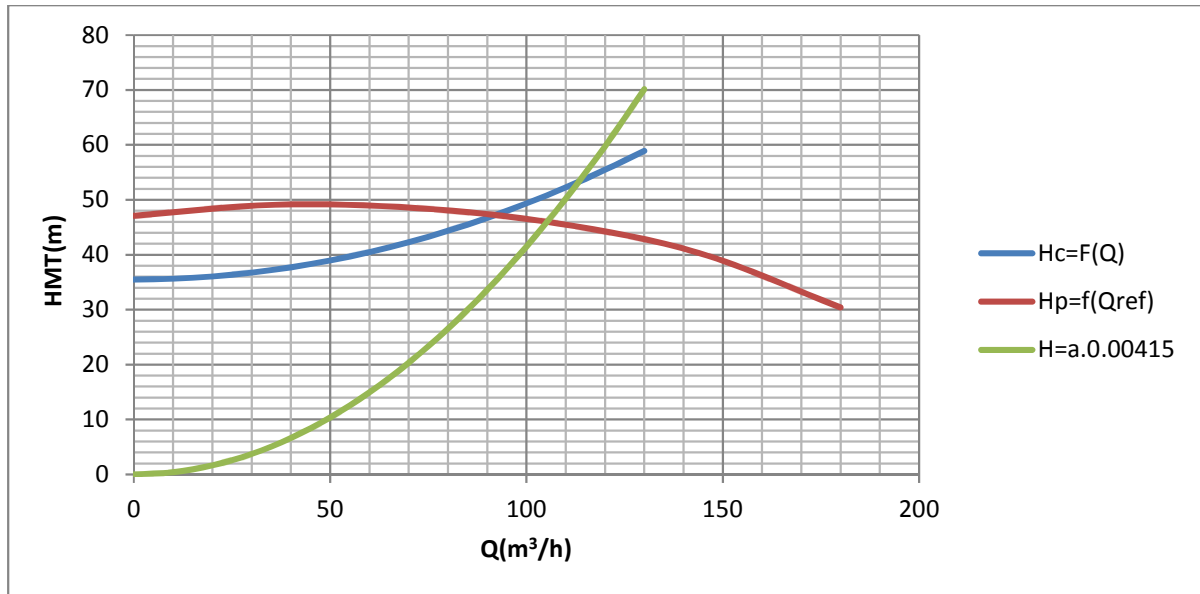


Figure N°V.5: Point de fonctionnement de la pompe1 après réglage

Ainsi :

$$\text{On à } Q_{app2} < Q_{pf2}$$

$$Q_{pf2} = 109 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app2} = 75 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_{pf2} = 37 \text{ m} < H_{app2} = 43.9 \text{ m}.$$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on diminue la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app2}}{Q_{pf2}} = \frac{n}{N} \text{ donc : } n = N \frac{Q_{app2}}{Q_{pf2}} = 1995.41 \text{ tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale:

$$H = a * Q^2).....(V-6)$$

$$a = \frac{H_{app2}}{Q_{app2}^2} = 0.0078$$

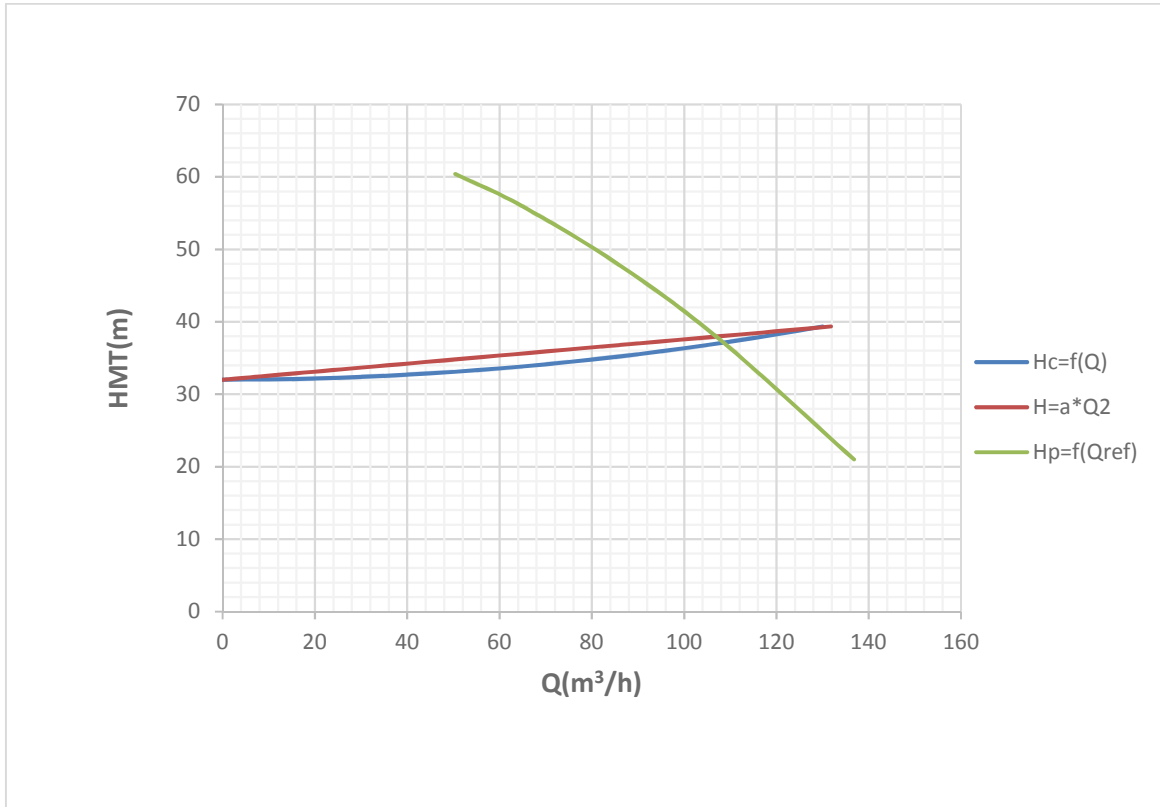


Figure N°V.6: Point de fonctionnement de la pompe2 après réglage

V.9.Choix du moteur électrique

V.9.1.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.

V.9.2.Caractéristiques de moteur :

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- Vitesse nominale : 2950 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 22KW
- Courant nominale : - A
- Type de moteur : 3~

V.9.3.Caractéristiques de moteur 2 :

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- Vitesse nominale : 2900 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 18.5KW
- Courant nominale : 42.4 A
- Type de moteur : 3~

V.10.Etude de la cavitation [3]:

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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots (V-7)$$

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

On prend : $r = 0,4$ 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 :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_a^2}{2g} \dots\dots\dots (V-8)$$

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 V.8: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°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

- Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

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

- Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} \dots\dots\dots (V-9)$

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

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \dots\dots\dots (V-10)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.11. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (V-11)$

- ∇_{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 : $(NPSH)_r = 3.88m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33-0,00139*735=9.3 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20 \text{ }^{\circ}\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ m c e}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

$DN1 = 100 \text{ mm}$

Donc : $D_a=1.3*150 \Rightarrow D_a=195\text{mm}$

□ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4*118.8}{3.14*0.195^2*3600} \Rightarrow V_a=1.01\text{m/s}$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 12}{1000} = 0.12m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,12 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,134m$

-La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm} = 3.88+0.24+0.4+\frac{1.1^2}{2*9.81}-9.3+0.134=-4.58m$$

Installation en aspiration :

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

$$h_{adm} = 9.3-3.88-0.24-\frac{1.1^2}{2*9.81}-0.4-0.134=4.58m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 735 + 4.58 - 0.2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 739.38 \text{ m}$

V.12.Conclusion :

Donc on a déterminé le type et le point de fonctionnement des pompes et on a équilibré le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau avec un mode de réglage qualitatif.

V.13. Protection des conduites contre coup de bélier :

V.14. Définition de coup de bélier

On appelle coups de bélier les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime permanent d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation telles que le démarrage ou de l'arrêt d'une installation hydraulique, par exemple, une prompt fermeture de vanne ou un arrêt rapide de pompe.

V.15. Notions générales:

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines. [2]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

V.16. Risques dus aux coups de bélier [2] :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés)

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible

V.17. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier [1]:

a) 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 aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions

b) 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 jouera 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 [1]

c) Soupape de décharge : C'est 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 y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée

d) 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

V-18-Calcul des réservoirs d'air:

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue [1] :

- **Méthode de VIBERT :**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations. [1]

- **Méthode de BERGERON :**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations. [4]

V.19. Etude du coup de bélier:

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (SALAH.B) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \dots \dots \dots (V-12)$$

Avec :

- C: célérité d'onde en (m/s)
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal
- ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- E_m : module de Young du matériau de la conduite $E_m = 1.2 \cdot 10^9$ pour la fonte
- E_s : module de Young du sol $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal
- ν_m : coefficient de poisson du matériau $\nu_m = 0.46$ (PEHD)
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite $\nu_s = 0.33$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a : rayon intérieur de la conduite (m)

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots \dots \dots (V-13)$$

Avec :

- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s)
- g: l'accélération de pesanteur

La charge statique absolue:

$$Z_0 = H_g + 10) \dots \dots \dots (V-14)$$

La charge maximale absolue:

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} ; \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{LS} * L * S) \dots \dots \dots (V-15)$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

Avec :

U_{max} : volume du réservoir d'air

1) Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau V.9:Les caractéristiques de l'adduction 1

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	200	0.0314	1,27	684.2	35.5

Tableau V.10:Les caractéristiques de l'adduction 2

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	160	0.02	1,27	899.5	32

2) Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.11:Calcul de célérité d'onde pour l'adduction 1 :

K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	vs	Es (Pa) (*10 ⁸)	Em (Pa) (*10 ⁹)	em (m)	C (m/s)
2.07	1000	0.163	0.46	0.33	2	1.2	0.0119	431.71

Tableau V.12:Calcul de célérité d'onde pour l'adduction 2 :

K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	vs	Es (Pa) (*10 ⁸)	Em (Pa) (*10 ⁹)	em (m)	C (m/s)
2.07	1000	0.130	0.46	0.33	2	1.2	0.0095	431.76

D'où La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z1 = H_1 + \frac{c1.V_{0.1}}{g} = 91.39m$$

$$Z2 = H_2 + \frac{c2.V_{0.2}}{g} = 87.89m$$

Donc pour les deux adductions la charge tenant compte du coup de bélier est inférieur à la pression nominale de la conduite

V.20.Conclusion :

D'après les calculs préceintes notre adduction est bien protégé contre le phénomène du coup de bélier.

VI.1.Introduction:

La distribution consiste à fournir pour chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante.

VI .2.Le réseau de distribution d'eau potable:

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de telles situations se comporte de façon satisfaisante. On peut citer les situations suivantes :

- Consommation de pointe horaire
- Consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies
- Situations particulières

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés,
- Les réseaux maillés,
- Les réseaux étagés,
- Les réseaux combinés.

a.Les réseaux ramifiés : Ce sont des réseaux dans lesquelles les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Ils présentent l'avantage d'être économiques, mais ils manquent de sécurité et de souplesse en cas de rupture, car un accident sur la conduite principale prive d'eau toute la partie qui se trouve en aval. (position 1, Figure IV-1).

b.Les réseaux maillés : Ce sont des ensemble de conduites qui forment des boucles fermées dites mailles. L'avantage de ce type de réseau c'est qu'il permette l'alimentation en retour en cas de panne dans une conduite et cela après isolation du tronçon défectueux. (position 2, Figure IV-1), pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à

l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

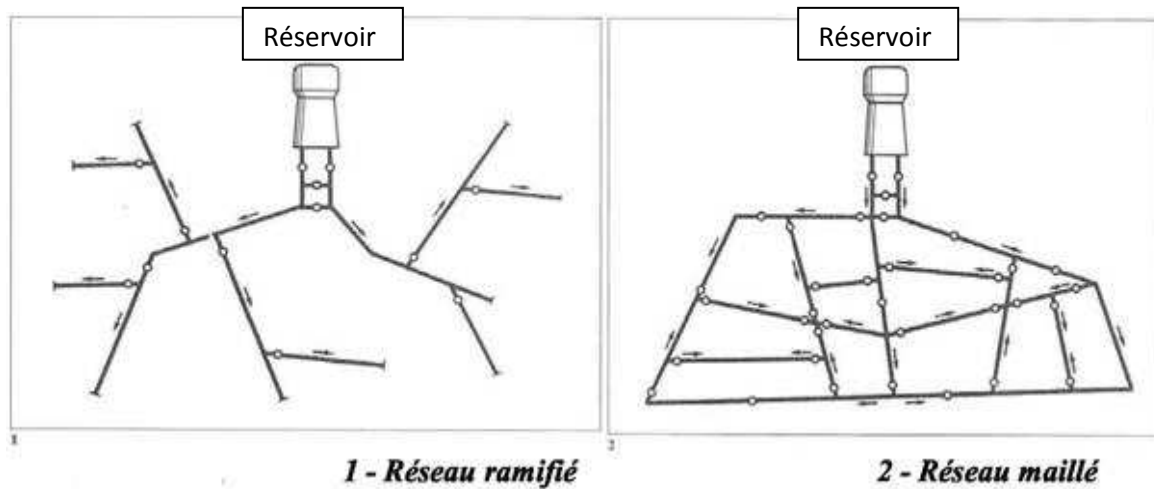


Figure IV.1: Réseaux de distribution ramifié et maillé.

Le plus souvent, un réseau est composé d'une partie maillée et une partie ramifiée : les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées.

Dans la plupart des agglomérations, ces conduites sont posées dans le sous-sol en terre, sous le trottoir, afin d'éviter les oscillations dues à la circulation des véhicules.

c. Réseau étagé : Avec le réseau étagé, il est possible, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée autour de 40 m d'eau.

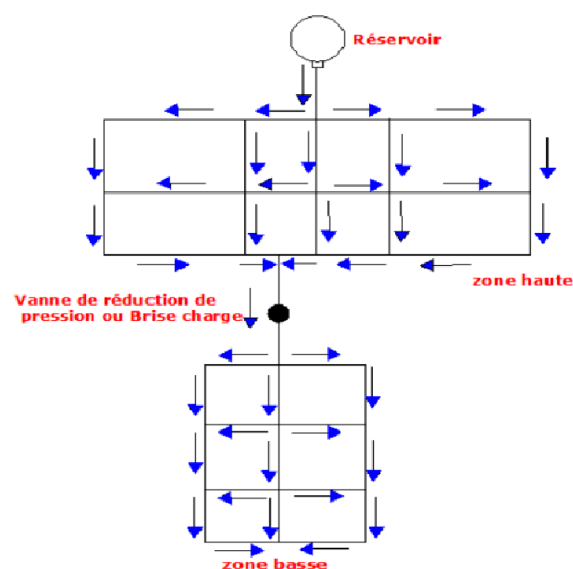


Figure IV.2: Schéma d'un réseau étagé.

VI.3.Conception d'un réseau :

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

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

VI.3.1.Choix du type de réseau :

Dans le but d'une étude purement technico-économique, pour meilleur exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau combiné contenant plus de mailles que de ramification.

a. Le 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 est dite maille.

b.Avantage du réseau maillé :

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

VI.3.2.Principe du tracé du réseau maillé :

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

- Choisir le lieu des consommateurs principaux ;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau ;
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses ;
- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau ;
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par des conduites secondaires ;

VI.3.3.Calcul du réseau maillé :

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS basé sur deux lois à savoir :

a.loi des nœuds :

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent.

b.loi des mailles :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

VI.3.4.Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyéthylène, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage;
- Disponibilité sur le marché;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres;
- Possibilité d'éviter les coudes par son flexibilité;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite);
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible);
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Et l'inconvénient est que de nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords électro soudés (jonctions et branchements).

VI.4.Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

On détermine :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- Les débits routes pendant les heures considérées ;
- Les débits spécifiques en considérant les débits routes ;
- Les débits supposés concentrés aux nœuds ;

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

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

IV.4.1.Calcul des débits :

a.Débits en route :

La détermination des débits en route obéît à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_p - Q_{conc} \dots\dots\dots(VI-1)$$

Avec : Q_r : débit en route (l/s) ;

Q_p : débit de pointe (l/s) ;

Q_{conc} : débit concentré (l/s).

b.Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$q_{sp} = Q_r / \sum l_i \dots\dots\dots(VI-2)$$

q_{sp} : débit spécifique (l/s) ;

$\sum L_i$: somme des longueurs (m).

c.Les débits aux nœuds :

Le calcul des débits aux nœuds s’effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (q_{ri}) en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * l_i \dots\dots\dots(VI-3)$$

$$Q_{nd} = 0,5. \sum Q_{ri} + Q_{conc} \dots\dots\dots(VI-4)$$

l_i : longueur de tronçon numéro (i), (m) ;

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$: somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s)

Q_{nd} : débit au nœud (l/s) ;

Les résultats sont comme suit :

VI.4.2.cas de pointe :

Dans notre cas on n’a pas des débits concentré par ce que tous les usines sont alimenté indépendamment, donc :

$$Q_{conc} = 0 \text{ et } Q_p = 72.6472 \text{ l/s} \longrightarrow Q_r = 72.6472 \text{ l/s.}$$

$$\sum L_i = 28442.08 \text{ m} \longrightarrow q_{sp} = 0,00255 \text{ l/s/ml}$$

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau VI.1 : détermination des débits routes et spécifique.

Tronçons	Long (m)	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	qsp (l/s)	qri (L/s)
T-1	530.8	N-22	N-7	0,00255	1,36
T-2	571.9	N-8	N-23		1,46
T-3	358.9	N-7	N-8		0,92
T-4	908.3	N-6	N-7		2,32
T-5	1017	N-8	N-9		2,60
T-6	363.5	N-6	N-9		0,93
T-7	235.5	N-9	N-14		0,60
T-8	277.3	N-6	N-10		0,71
T-9	518.3	N-13	N-14		1,33
T-10	909.5	N-10	N-11		2,32
T-11	949	N-10	N-21		2,43
T-12	411.8	N-12	N-13		1,05
T-13	178.4	N-11	N-12		0,46
T-15	491.17	N-4	N-3		1,26
T-16	829.11	N-12	N-4		2,12
T-17	1258.98	N-15	N-3		3,22
T-18	500.92	N-4	N-15		1,28
T-19	493.07	N-15	N-5		1,26
T-20	393.13	N-16	N-5		1,00
T-21	910.9	N-13	N-16		2,33
T-22	1464.39	N-15	N-6		3,74
T-23	505.03	N-5	N-6		1,29
T-24	883.68	N-6	N-17		2,26

T-25	888.9	N-16	N-17	2,27
T-26	143.2	N-17	N-20	0,37
T-27	1109	N-14	N-40	2,83
T-28	107.9	N-40	N-20	0,28
T-29	728.9	N-41	N-40	1,86
T-30	167.5	N-24	N-20	0,43
T-31	934.4	N-25	N-24	2,39
T-32	698.9	N-27	N-25	1,79
T-33	578.3	N-26	N-25	1,48
T-34	812.9	N-24	N-28	2,08
T-35	349.9	N-29	N-28	0,89
T-36	698.9	N-28	N-18	1,79
T-37	570.8	N-2	N-18	1,46
T-38	396.1	N-18	N-30	1,01
T-39	151.3	N-30	N-31	0,39
T-40	2038	N-31	N-33	5,21
T-41	188.4	N-31	N-32	0,48
T-42	69.62	N-30	N-34	0,18
T-43	594.2	N-35	N-34	1,52
T-44	129.6	N-34	N-36	0,33
T-45	312.3	N-36	N-37	0,80
T-46	217	N-36	N-38	0,56
T-47	187.5	N-38	N-39	0,48

Tableau VI .2 : Débits nodaux pour le cas de pointe.

Nœuds	Tronçons Apparents	Q _{nodaux} (m ³ /h)	Q _{concentré}	Q _{total} (m ³ /h)
N-7	T-1, T-3, T-4	8.27	0	8.27
N-8	T-2, T-3, T-5	8.96	0	8.96
N-48	T-2, T-4, T-6,T-8	9.75	0	9.75
N-9	T-5, T-6, T-7	7.43	0	7.43
N-10	T-8, T-10, T-11	9.82	0	9.82
N-11	T-10, T-13, T-14	11.48	0	11.48
N-3	T-14, T-15, T-17	14.52	0	14.52
N-4	T-15, T-16,T-18	8.37	0	8.37
N-12	T-12, T-13,T-16	6.53	0	6.53
N-13	T-12, T-21,T-9	8.46	0	8.46
N-5	T-19, T-20,T23	6.40	0	6.40
N-6	T-22, T-24,T-23	13.12	0	13.12
N-17	T-24, T-25, T-26	8.81	0	8.81
N-14	T-9, T-27, T-7	8.56	0	8.56
N-40	T-27, T-28, T-29	8.95	0	8.95
N-20	T-26, T-28, T-30	1.92	0	1.92
N-24	T-30, T-31,T-34	8.80	0	8.80
N-25	T-31, T-32, T-33	10.17	0	10.17
N-28	T-34, T-35, T-36	8.56	0	8.56
N-18	T-36, T-37, T-38	7.66	0	7.66
N-30	T-38, T-39, T-42	2.84	0	2.84
N-34	T-42, T-43, T-44	3.65	0	3.65

N-36	T-44, T-45, T-46	3.03	0	3.03
N-38	T-46, T-47	1.86	0	1.86
N-22	T-1	2.44	0	2.44
N-23	T-2	2.63	0	2.63
N-21	T-11	4.36	0	4.36
N-41	T-29	3.35	0	3.35
N-27	T-32	3.21	0	3.21
N-26	T-33	2.66	0	2.66
N-29	T-35	1.61	0	1.61
N-33	T-40	9.37	0	9.37
N-32	T-41	0.87	0	0.87
N-35	T-43	2.73	0	2.73
N-37	T-45	1.44	0	1.44
N-39	T-47	0.86	0	0.86
N-16	T-20, T-21, T-25	10.08	0	10.08
N-15	T-18, T-19, T-17, T-22	17.09	0	17.09
n-31	T-41, T-40, T-39	10.93	0	10.93

VI.4.3. cas de point plus incendie :

On fait les même étapes de calcul avec le cas de pointe sauf que le débit d'incendie (17 l/s) est ajouter comme un débit concentré aux points défavorable (faible pression et débit) ;

$$Q_{\text{conc}} = 0 \text{ et } Q_p = 72.6472 \text{ l/s} \longrightarrow Q_r = 72.6472 \text{ l/s.}$$

$$\sum L_i = 28442.08 \text{ m} \longrightarrow q_{\text{sp}} = 0,00255 \text{ l/s/ml}$$

Nous avons le point (N-15) comme étant le plus défavorable ;

Tableau VI.3 : Débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie.

Nœuds	Tronçons Apparents	Q _{nodaux} (l/s) (m ³ /h)	Q _{concentré}	Q _{total} (m ³ /h)
N-7	T-1, T-3, T-4	8.27	0	8.27
N-8	T-2, T-3, T-5	8.96	0	8.96
N-48	T-2, T-4, T-6,T-8	9.75	0	9.75
N-9	T-5, T-6, T-7	7.43	0	7.43
N-10	T-8, T-10, T-11	9.82	0	9.82
N-11	T-10, T-13	11.48	0	11.48
N-3	T-15, T-17	14.52	0	14.52
N-4	T-15, T-16,T-18	8.37	0	8.37
N-12	T-12, T-13,T-16	6.53	0	6.53
N-13	T-12, T-21,T-9	8.46	0	8.46
N-5	T-19, T-20,T23	6.40	0	6.40
N-6	T-22, T-24,T-23	13.12	0	13.12
N-17	T-24, T-25, T-26	8.81	0	8.81
N-14	T-9, T-27, T-7	8.56	0	8.56
N-40	T-27, T-28, T-29	8.95	0	8.95
N-20	T-26, T-28, T-30	1.92	0	1.92
N-24	T-30, T-31,T-34	8.80	0	8.80
N-25	T-31, T-32, T-33	10.17	0	10.17
N-28	T-34, T-35, T-36	8.56	0	8.56
N-18	T-36, T-37, T-38	7.66	0	7.66
N-30	T-38, T-39, T-42	2.84	0	2.84
N-34	T-42, T-43, T-44	3.65	0	3.65
N-36	T-44, T-45,T-46	3.03	0	3.03

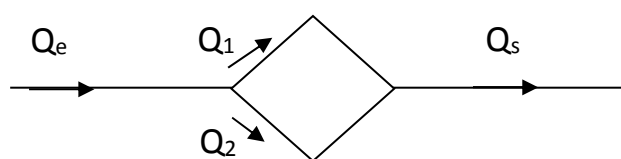
N-38	T-46, T-47	1.86	0	1.86
N-22	T-1	2.44	0	2.44
N-23	T-2	2.63	0	2.63
N-21	T-11	4.36	0	4.36
N-41	T-29	3.35	0	3.35
N-27	T-32	3.21	0	3.21
N-26	T-33	2.66	0	2.66
N-29	T-35	1.61	0	1.61
N-33	T-40	9.37	0	9.37
N-32	T-41	0.87	0	0.87
N-35	T-43	2.73	0	2.73
N-37	T-45	1.44	0	1.44
N-39	T-47	0.86	0	0.86
N-16	T-20, T-21, T-25	10.08	0	10.08
N-15	T-18, T-19, T-17, T-22	32.09	0	32.09
n-31	T-41, T-40, T-39	10.93	0	10.93

VI.5. Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY – CROSS »

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY – CROSS, qui par ajustement successif permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

- **1^{ère} loi des nœuds (1^{ère} loi de KIRCHOUFF) :**



Avec :

Q_e : débit entrant.

Q_s : débit sortant

Les débits entrants dans un nœud quelconque est égal à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s \dots \dots \dots (VI-5)$$

• **2^{eme} lois des mailles (2^{eme} lois de KIRCHOFF)**

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale a zéro.

$$Q = V \cdot S = 4 \cdot V / \pi D^2 \dots \dots \dots (VI-6)$$

$$\boxed{V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}} \text{ m/s} \dots \dots \dots (VI-7)$$

- ✓ V: la vitesse d'écoulement
- ✓ S: la section de la conduite

En fin

$$\Delta H_T = 8 \cdot L_e \cdot \frac{\lambda Q^2}{g \pi^2 D^5} \dots \dots \dots (VI-8)$$

$$\Delta H_t = r \cdot Q^2 \dots \dots \dots (VI-9)$$

Avec ;

r : résistance de la conduite.

Pour une bonne sécurité, et pour tenir compte de l'accroissement éventuel de la consommation, de l'incertitude du sens réel d'écoulement dans un réseau maillé, de la présence possible de dépôt en certain endroits, le coefficient de rugosité :

$$\xi = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{100} \Delta H_{Ti} = \sum_{i=1}^{100} r_i \cdot Q_i^2 \dots \dots \dots (VI-10)$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1^{er} coup. Donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaire cette loi.

VI.5.1.Détermination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0 \dots\dots\dots(\text{VI-11})$$

Q₀ : Débit supposé. (L/s)

Q₁ : débit corrigé. (L/s)

ΔQ₀ : débit corrective. (L/s)

On a :

$$\Delta H_T = rQ_1^2 = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2 \dots\dots\dots(\text{VI-12})$$

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

ΔQ₀ : est très petit par rapport à Q₀.

VI.5.2.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^{ere} loi [lois des nœuds] on arrive à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{eme} loi de KIRCHOFF [loi des mailles] par approximation successive.

VI.5.3.Calcul du débit correctif :

On calcule les pertes de charges totales [singulière et linéaire] dans chaque tronçon de la maille de la manière suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \dots\dots\dots(\text{VI-13})$$

$$\Delta H_l = J \cdot L = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot L \dots\dots\dots(\text{VI-14})$$

λ : coefficient de frottement évolué par.

- Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left(-0.86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \dots\dots\dots(\text{VI-15})$$

- La formule de NIKHRADZE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D}\right)^{-2}$$

Les pertes de charge singulière sont estimée a 15% des pertes de charge linéaires :

Alors.

$$\Delta H_T = 0.15 \Delta H_L + \Delta H_L \dots \dots \dots (VI-16)$$

$$\Delta H_T = 1.15 \Delta H_L \dots \dots \dots (VI-17)$$

Soit : $L_e = 1.15 L$ (La longueur équivalente)

A partir de l'équation de continuité nous exprimons la vitesse en fonction des débits :

Alors : $\Delta Q_0^2 \approx 0$

Donc : $\sum r (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0) = 0$

$$\sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \cdot \Delta Q_0$$

D'où : $\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \text{ m}^3/\text{s} \dots \dots \dots (VI-18)$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont

- correction propre à la maille considérée avec le même signe ΔQ_i
- correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Ces approximations pour chaque tronçon on l'ajoute au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1}

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Q soient inférieures à 0.4 (l/s), et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

VI.6.Calcul du réseau :

Le calcul des paramètres hydraulique et les pressions sont établis par un Logiciel (EPANET)

VI.6.1.Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

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

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

- La taille du réseau étudié est illimitée.
 - Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules suivantes :
 - Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
 - Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux téés, etc.
 - Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.

 - Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
 - Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
 - Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
 - Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
 - Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces par exemple).
 - Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

VI.6.2. Formule utilisé**Formule de Darcy-Weisbach**

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

$$H_L = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} = 0,0827 f \frac{L}{d^5} Q^2$$

Où:(VI-19)

HL = pertes de charges (m)

g = accélération de la pesanteur (m/s²)

L = longueur du tuyau (m)

d = diamètre du tuyau (m)

v = vitesse d'écoulement (m/s),

f = facteur de friction.

Q = débit (m/s)

- Le facteur de friction est fonction de (ϵ/d) et le nombre de Reynolds,
- le coefficient de rugosité relative, exprimé en unités de longueur.

VI.7. Détermination des diamètres du réseau :

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

Les longueurs, les diamètres, les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution en cas de pointe et pointe plus incendie sont données par les Tableau VI -3, Tableau VI -3 successivement.

Tableau VI.4 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe.

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Gradient hydraulique (m/km)
t4	908.3	125	6.25	0.65	4.53
t3	358.9	110	3.27	0.5	2.59
t5	1017	25	0.06	0.5	1.87
t6	363.5	140	17.96	1.5	19.12
t8	277.3	140	9.48	0.79	5.64
t13	178.4	63	2.36	0.98	22.94
t12	411.8	110	5.54	0.73	6.44
t9	518.3	140	-9.31	0.78	5.46
t7	235.5	160	15.95	1.02	7.74
t21	910.9	180	12.50	0.63	2.7
t26	143.2	125	7.25	0.76	6.01
t25	888.9	63	3.22	1.34	41.75
t10	909.5	125	5.54	0.58	3.62
t11	949	50	1.21	0.8	20.92
t1	530.8	32	-0.68	1.09	66.64
t2	571.9	40	0.73	0.75	24.93
t30	167.5	125	-7.56	0.79	6.5
t31	934.4	90	-4.45	0.9	12.61
t33	578.3	40	-0.74	0.76	25.47
t32	279.7	40	-0.89	0.92	36.3
t34	812.9	50	0.66	0.44	6.83
t35	349.9	50	-2.60	1.71	90.05
t36	698.9	110	-4.32	0.88	11.88

t38	396.1	125	10.43	1.09	11.98
t39	151.3	110	5.88	0.73	6.26
t41	188.4	25	0.24	0.67	38.73
t40	2038	75	2.60	0.76	11.43
t42	69.62	75	3.76	1.1	23.06
t43	594.2	63	-0.76	0.31	2.76
t44	129.6	63	1.99	0.83	16.76
t45	312.3	32	0.40	0.64	24.37
t46	217	50	0.76	0.5	8.66
t47	187.5	32	0.24	0.38	9.54
t27	1109	75	4.26	1.24	29.17
t29	728.9	40	-0.93	0.96	39.36
t28	107.9	32	0.84	1.35	101.08
t37	570.8	225	16.87	0.55	1.56
t17	1258.98	110	-8.22	1.05	12.44
t16	829.11	90	-4.99	1.01	15.68
t18	500.92	63	1.94	0.81	15.95
t15	491.07	110	-9.26	1.18	15.63
t20	393.13	110	6.48	0.81	7.52
t19	493.07	40	0.76	0.78	26.52
t22	1464.39	90	4.66	1.02	16.72
t24	883.69	90	6.48	1.31	25.75
t23	505.03	90	5.46	1.2	22.58

Tableau VI .5 : résultats de Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe plus incendie.

Tronçons	Long (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Gradient hydraulique (m/km)
t4	908.3	125	6.25	0.66	4.54
t3	358.9	110	3.28	0.45	2.59
t5	1017	25	0.06	0.5	2.46
t6	363.5	140	18.75	1.57	20.79
t8	277.3	140	9.73	0.81	5.93
t13	178.4	63	2.60	1.08	27.77
t12	411.8	110	5.56	0.73	6.49
t9	518.3	140	-10.08	0.84	6.34
t7	235.5	160	16.75	1.07	8.5
t21	910.9	180	13.29	0.67	3.03
t26	143.2	125	7.02	0.74	5.65
t25	888.9	63	3.26	1.35	42.6
t10	909.5	125	5.79	0.61	3.93
t11	949	50	1.21	0.8	20.92
t1	530.8	32	-0.68	1.09	66.64
t2	571.9	40	0.73	0.75	24.93
t30	167.5	125	-7.37	0.77	6.19
t31	934.4	90	-4.45	0.9	12.61
t33	578.3	40	-0.74	0.76	25.47
t32	279.7	40	-0.89	0.92	36.3
t34	812.9	50	0.47	0.31	3.63
t35	349.9	50	-2.60	1.71	90.05

t36	698.9	110	-4.51	0.92	12.91
t38	396.1	125	10.43	1.09	11.98
t39	151.3	110	5.88	0.73	6.26
t41	188.4	25	0.24	0.39	9.74
t40	2038	75	2.60	0.76	11.43
t42	69.62	75	3.76	1.1	23.06
t43	594.2	63	-0.76	0.31	2.76
t44	129.6	63	1.99	0.83	16.76
t45	312.3	32	0.40	0.64	24.37
t46	217	50	0.76	0.5	8.66
t47	187.5	32	0.24	0.38	9.54
t27	1109	75	4.29	1.26	29.66
t29	728.9	40	-0.93	0.96	39.36
t28	107.9	32	0.88	1.41	109.65
t37	570.8	225	17.06	0.55	1.59
t17	1258.98	110	-10.49	1.34	19.84
t16	829.11	90	-4.77	0.97	14.35
t18	500.92	63	2.82	1.17	32.4
t15	491.07	110	-9.91	1.26	17.8
t20	393.13	110	7.23	0.9	9.26
t19	493.07	40	0.44	0.45	9.62
t22	1464.39	90	3.96	0.87	12.26
t24	883.69	90	6.48	1.26	23.78
t23	505.03	90	5.46	1.29	26.17

Les charges et les pressions des nœuds dans le réseau en cas de pointe et pointe plus incendie sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.6: Résultats de calcul des pressions pour le cas de pointe et pointe+incendie.

Nœuds	Elévation (m)	cas de pointe		Cas de pointe + Incendie	
		Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
N48	693	2.71	39,48	2.71	38,12
N7	680	2.30	37,37	2.30	36,99
N8	687	2.49	39,44	2.49	35,06
N9	691.71	2.06	39,53	2.06	38,45
N10	690.1	2.73	38,92	2.73	34,45
N11	709.91	3.19	36,72	3.19	34,91
N12	706.29	1.81	36,24	1.81	33,37
N13	698.78	2.35	38,88	2.35	38,27
N14	690.42	2.38	36,71	2.38	37,42
N15	724.86	4.75	22,68	8.91	10,64
N16	712.78	2.80	24,64	2.80	21,48
N17	682.8	2.44	17,51	2.44	13,73
N18	676.14	2.13	24,97	2.13	24,95
N20	679.74	0.53	19,71	0.53	15,98
N21	716	1.21	14,06	1.21	12,6
N22	681.01	0.68	30,98	0.68	29,61
N23	685.7	0.73	37,18	0.73	31,8
N24	680.69	2.44	17,67	2.44	14
N25	655.11	2.82	31,47	2.82	21,66
N26	652.01	0.74	19,84	0.74	10,03

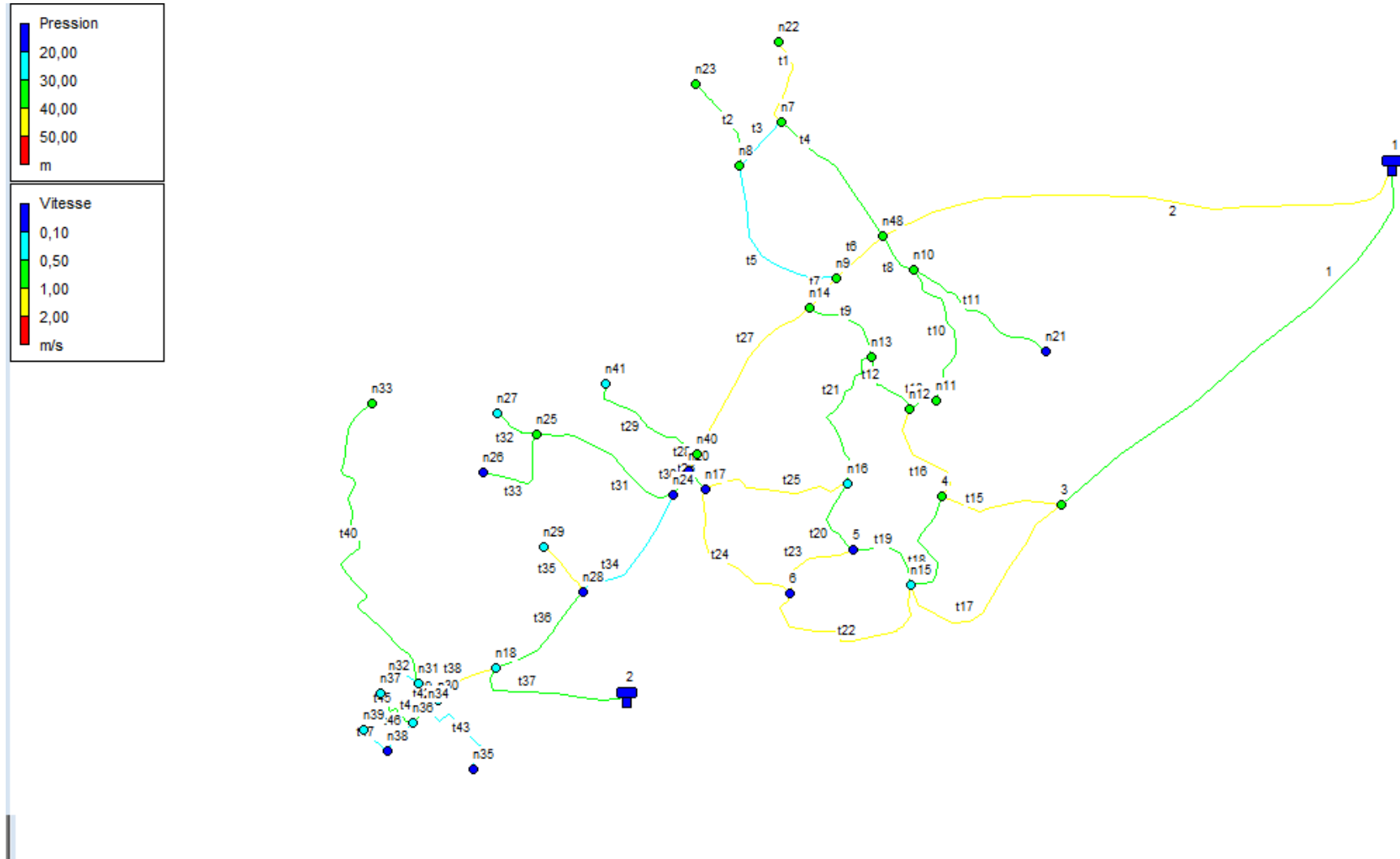
N27	648.05	0.89	28,37	0.89	18,57
N28	682.54	2.38	10,27	2.38	9,44
N29	639.5	2.60	21,8	2.60	20,97
N30	671.09	0.79	25,28	0.79	25,25
N31	666.08	3.04	29,34	3.04	29,09
N32	662.49	0.24	31,09	0.24	25,38
N33	639.5	2.60	32,62	2.60	32,38
N34	670	1.01	24,76	1.01	24,74
N35	680.53	0.76	12,59	0.76	6,57
N36	669.56	0.84	23,03	0.84	23,01
N37	661.28	0.40	23,7	0.40	23,68
N38	671.12	0.52	19,59	0.52	3,66
N39	664.67	0.24	24,25	0.24	3,01
N40	679	2.48	31,35	2.48	28,54
N41	658.57	0.93	23,09	0.93	20,28
N 3	729.57	4.03	33,63	4.03	31,33
N 4	721.93	2.33	33,6	2.33	29,04
N 5	714.72	1.78	19,75	1.78	15,83
N6	706.22	3.64	16,84	3.64	11,22

Tableau VI.7: les diamètres finaux des conduites.

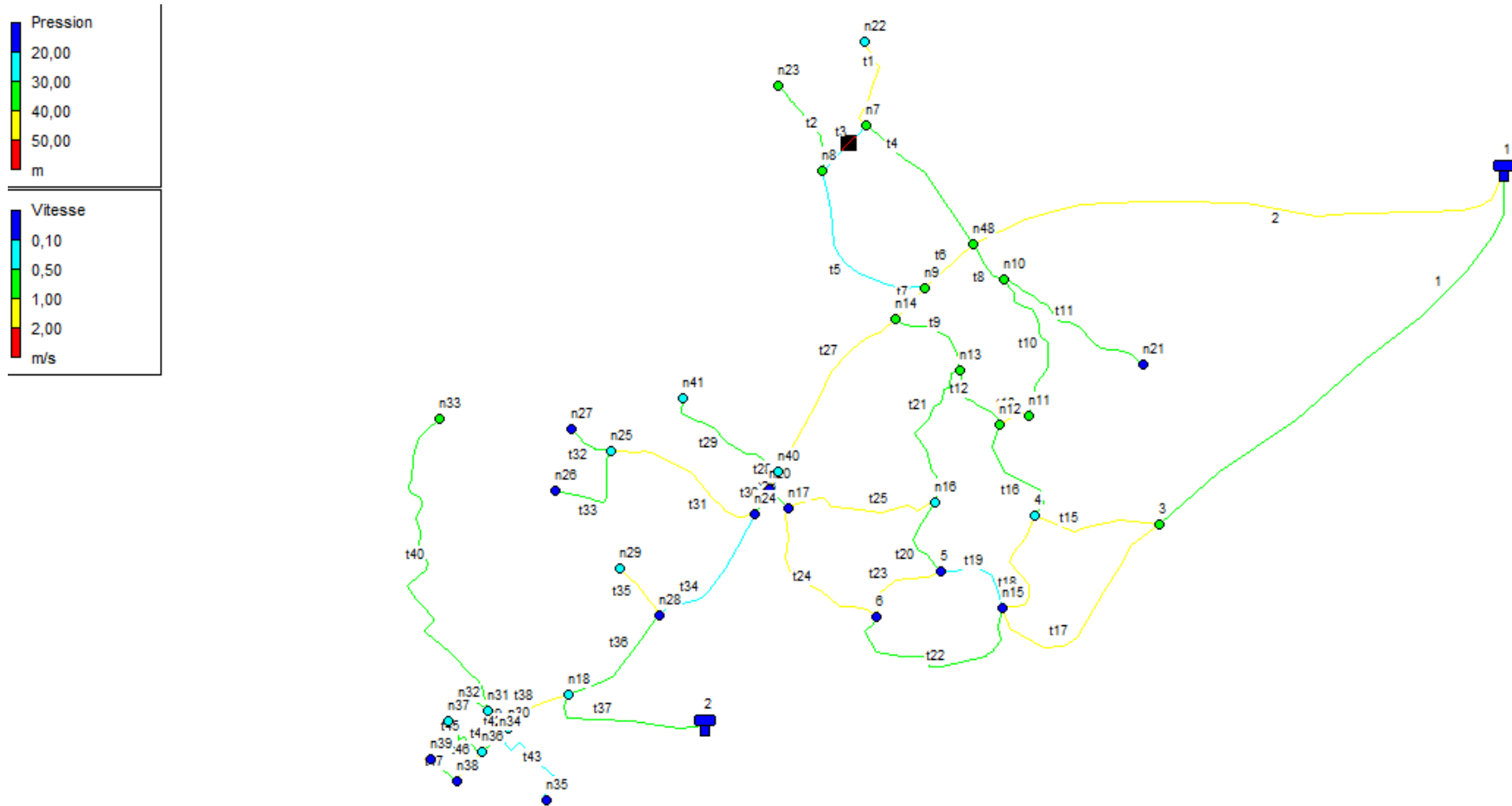
Tronçons	Longueurs	Diamètres (mm)		
	(m)	Pointe	pointe+Incendie	Final
t4	908.3	125	125	125
t3	358.9	110	110	110
t5	1017	25	25	25
t6	363.5	140	140	140
t8	277.3	140	140	140
t13	178.4	63	63	63
t12	411.8	110	110	110
t9	518.3	140	140	140
t7	235.5	160	160	160
t21	910.9	180	180	180
t26	143.2	125	125	125
t25	888.9	63	63	63
t10	909.5	125	125	125
t11	949	50	50	50
t1	530.8	32	32	32
t2	571.9	40	40	40
t30	167.5	125	125	125
t31	934.4	90	90	90
t33	578.3	40	40	40
t32	279.7	40	40	40
t34	812.9	50	50	50
t35	349.9	50	50	50

t36	698.9	110	110	110
t38	396.1	125	125	125
t39	151.3	110	110	110
t41	188.4	25	25	25
t40	2038	75	75	75
t42	69.62	75	75	75
t43	594.2	63	63	63
t44	129.6	63	63	63
t45	312.3	32	32	32
t46	217	50	50	50
t47	187.5	32	32	32
t27	1109	75	75	75
t29	728.9	40	40	40
t28	107.9	32	32	32
t37	570.8	225	225	225
t17	1258.98	110	110	110
t16	829.11	90	90	90
t18	500.92	63	63	63
t15	491.07	110	110	110
t20	393.13	110	110	110
t19	493.07	40	40	40
t22	1464.39	90	90	90
t24	883.69	90	90	90
t23	505.03	90	90	90
R1-N48	3062.13	225	225	225
R1-N3	3569.73	225	225	225

Les résultats finals des diamètres sont représentés dans les figures suivantes.



Figures VI.3 : Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe.



Figures VI.4 : Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe+ incendie.

Dans notre projet, nous avons procédé à la réalisation du réseau. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires utilisés sur nos conduites.

VI.8.Équipement du réseau de distribution :

VI8.1.Type du matériau de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 20mm et 250 mm.

VI.8.2.Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vidanger une conduite ;
- Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.

a. Robinets vannes:

Ils sont disposés à chaque nœud du réseau, ou sur le parcours d'une longue conduite. Ils permettent d'isoler les divers tronçons du réseau pour faciliter d'éventuelles réparations sans aucune influence sur les autres tronçons du réseau. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. On distingue:

- Les vannes d'isolement.
- Les vannes à papillon.
- Les vannes à clapet.
- Les vannes de réduction

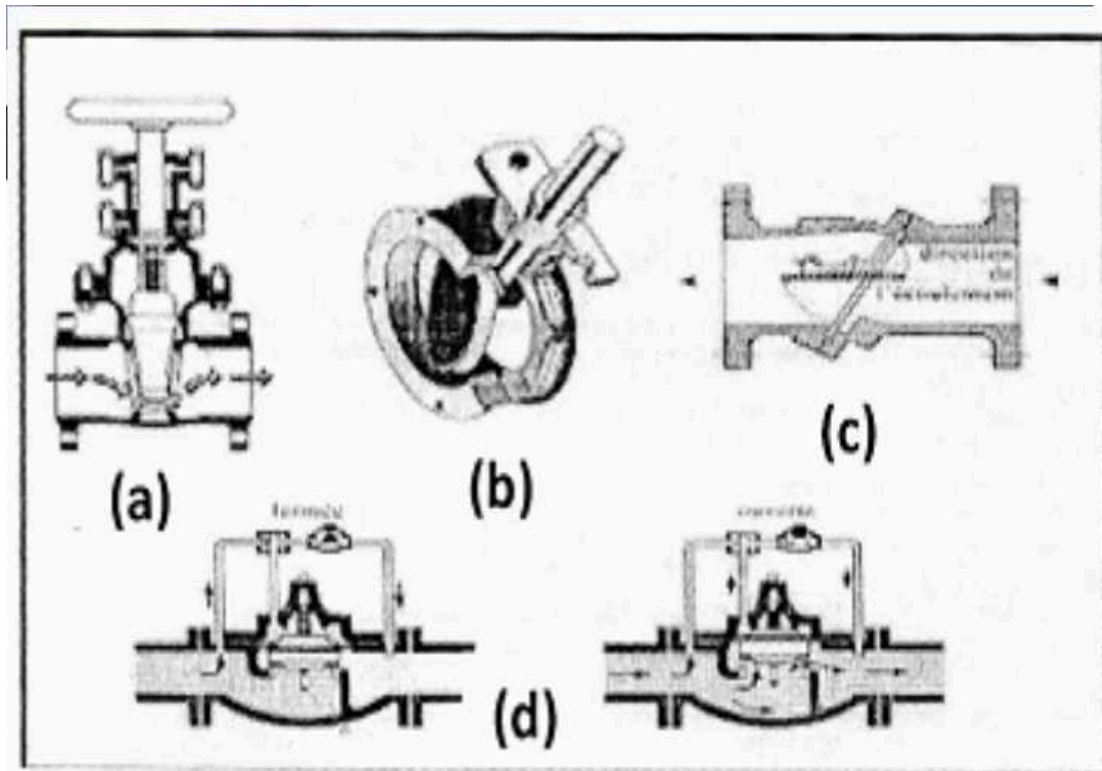


Figure IV.5: Les différents types de vannes

- | | |
|---------------------------------|------------------------------------|
| a) robinet-vanne | b) robinet à papillon |
| c) vanne à clapet de non-retour | d) vanne de réduction de pression. |

b. Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendies sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètre dotée d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100 m. pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau.

Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit la côte de la rue où on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution. Comme notre périmètre d'étude est à vocation agricole et ne possède pratiquement pas des industries ou des laboratoires

chimique, le risque d'incendie est faible par conséquent on peut directement brancher les poteaux d'incendie sur le réseau de distribution au lieu de faire un réseau à part. Dans notre projet, ils sont placés là où les risques d'incendie sont jugés importants et que le diamètre de la maille dépasse 100 mm.

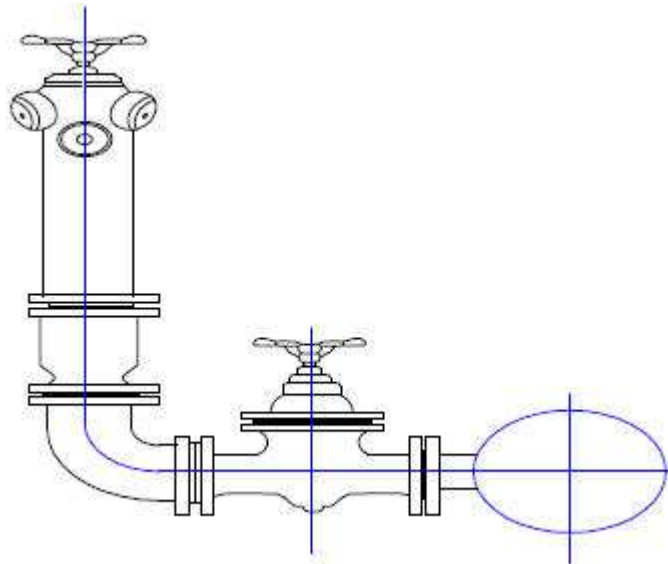


Figure IV.6: poteau d'incendie.

c. Les régulateurs des pressions :

1. Régulateurs de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne quel que soit le débit de la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement.

Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

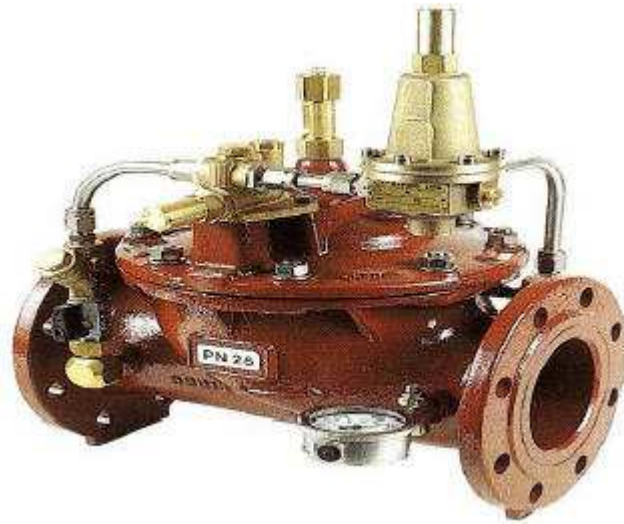


Figure VI.7: Régulateur de pression Aval.

2.Régulateur de pression amont :

Ce sont les même appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.



Figure VI.8: Régulateur de pression Amont Aval.

d. Les organes de mesure :

1.Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme et Le venturi.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient de ces débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximale.

2.Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflet.

Les manomètres à aiguilles sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par denture et levier présentent une étendue de mesure jusqu'à 6000 atmosphères. L'exactitude des indications est de 1 à 6% de la limite supérieure de l'étendue de mesure.

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

Les manomètres à soufflet sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les surchauffages.

e. Pièces spéciales de raccords :

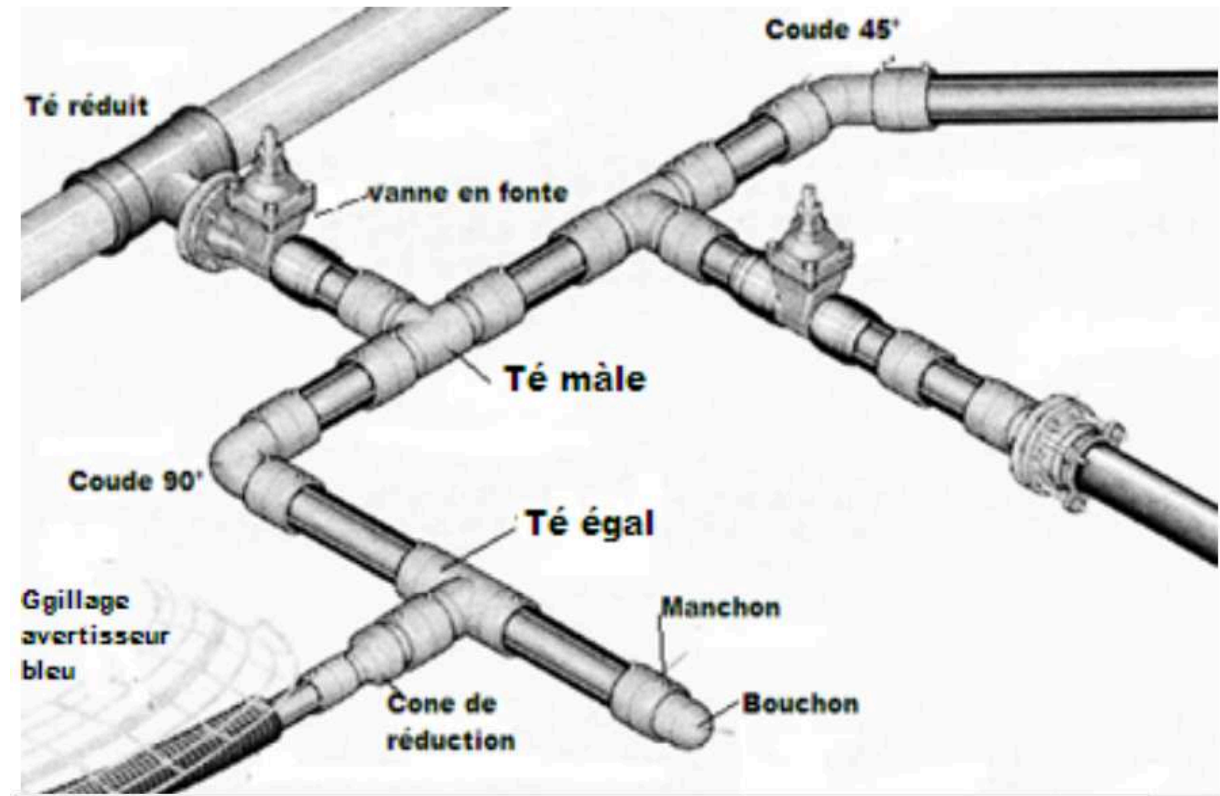


Figure IV.9: Les différents types des Raccords.

- **Les Tés** : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- **Les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- **Les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- **Les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- **Les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.
- **Clapets** :
Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

VI.9.Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair. Des vitesses et des pression acceptables.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 25 mm et 225 mm.

- Pour le réseau on a utilisé des conduites en PEHD PN10

VII .1.Pose de canalisation :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

VII.1.1.Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important appelés niches, Elle est rarement inférieure à 70 cm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour le vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

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

VII.1.2.Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;

- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

VII.1.3.Pose de canalisation dans un terrain ordinaire [2]:

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm

Convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

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

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

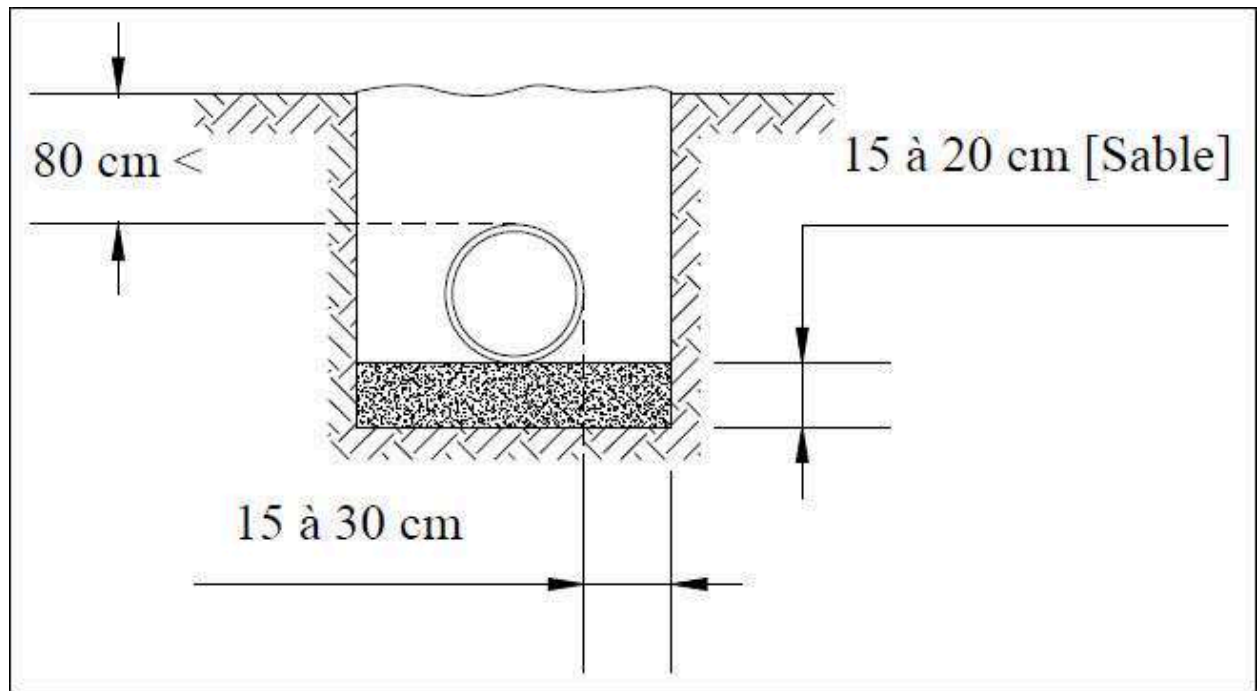


Figure VII -1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire (polycopie prof B.Salah)

VII.1.4.Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

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

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2/ Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

VII.1.5.Pose de canalisation en galerie (Traversée d'une route):

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

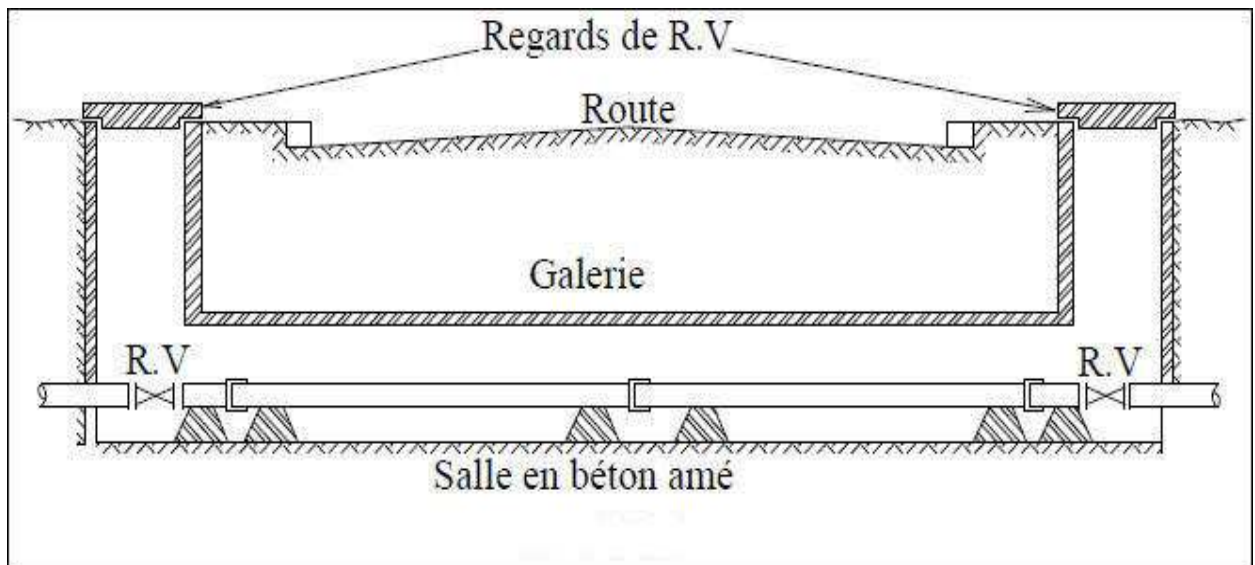


Figure VII -02 : Pose de canalisation en galerie. (Polycopie prof B.Salah)

VII.1.6.Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans la cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout- venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

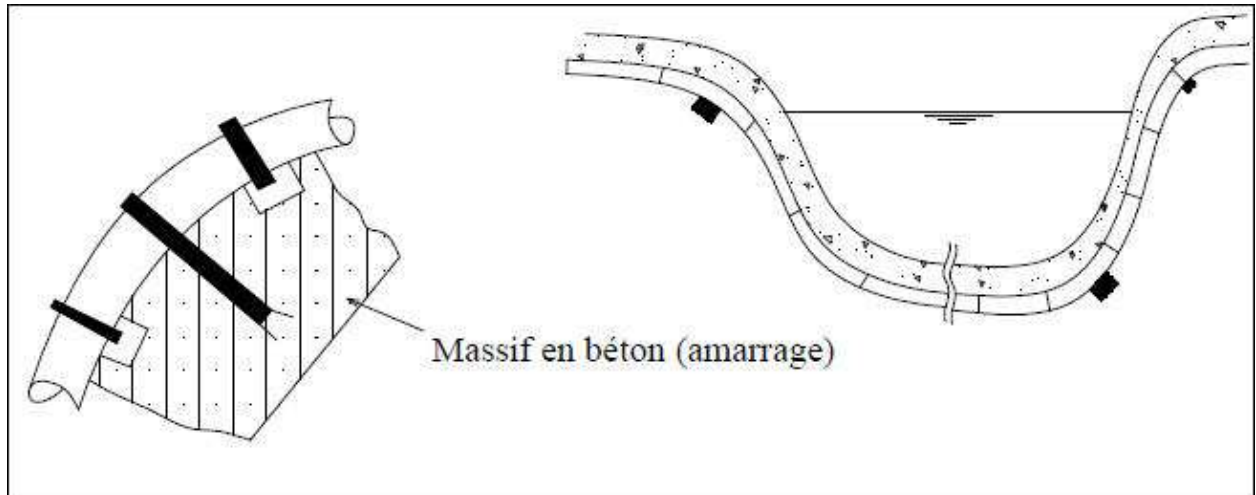


Figure VII -03 : Traversé d'une rivière. (Polycopie prof B.Salah)

VII.1.7.Les Conduites en PEHD :

- Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.
- Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus aisée.
- La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.

Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées ;

VII.1.7.1.Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10cm.

VII.1.7.2.Introduction de la canalisation :

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PE) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

La figure VII-4 montre comment on pose les conduites PE dans les tranchées



Figure VII.4 : pose des conduites en PE dans les tranchées.

VII.1.7.3.Epreuve de joint et de canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois. La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII.2.Organisation de chantier :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées ;

VII.2.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

a) Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.2.2.Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.2.2.1.Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

VII.2.2.2.Excavation :

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

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

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

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

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

La profondeur de la tranchée « Htr »

La largeur de la tranchée « b »

VII.2.2.2.1.Profondeur (Htr) :

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$Htr = h_1 + h + D \dots\dots\dots (VII-1)$$

Avec :

Htr : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend : h=1 m.

h₁ : épaisseur du lit de pose h₁ = 0,15 m.

D'où : Htr = 1,15 + D (m).

VII.2.2.2.2.Largeur de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ m} \dots\dots\dots (VII-2)$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VII.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier

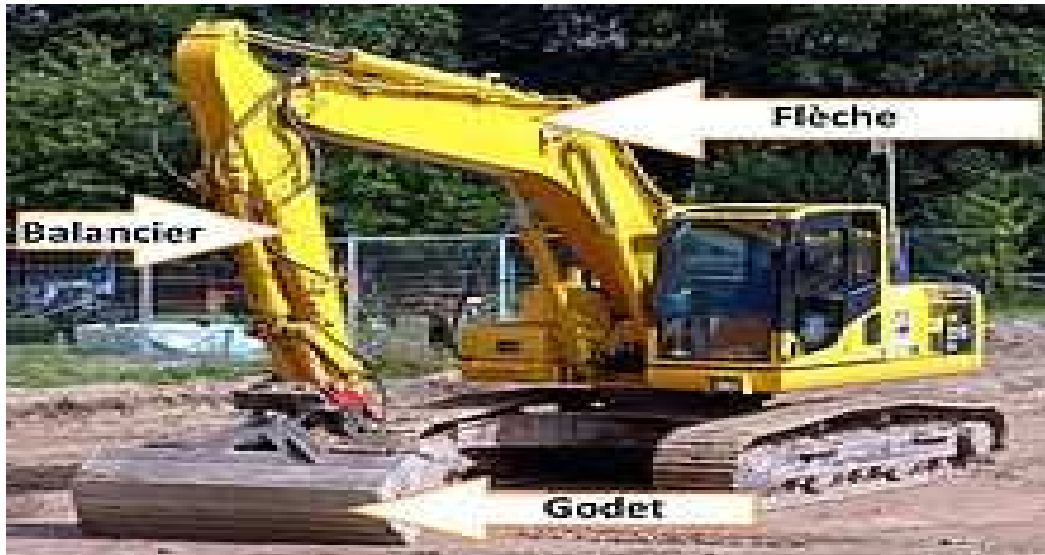


Figure VII.5 : Pelle mécanique

VII.2.3.1.Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau ;
- Peut excaver dans la direction de la machine ;
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux;

VII.2.3.2.Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au-dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune de deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

VII.2.3.3. Calcul du Déblais d'excavation :**Tableau VII.1 Calcul du volume à excaver :**

D (mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m ²)	v(m ³)
25	1392.9	0,625	1,175	0.734375	1022.91094
32	1168	0,632	1,182	0.75	872.52
40	2651.87	0,64	1,19	0.76	2019.66
63	2292.02	0,663	1,213	0.80	1843.29
75	3216.62	0.675	1.225	0.83	2659.74
90	5315.52	0.69	1,24	0.86	4571.35
110	3065.18	0,71	1,26	0.89	2728.01
125	2524.6	0,725	1,275	0.92	2333.68
140	1159.1	0,74	1,292	0.96	1108.19
160	235.5	0,76	1,31	1.00	3667.49
180	910.9	0,78	1,33	1.04	944.97
200	684.2	0.8	1.35	1.08	738.936
225	7202.66	0.825	1,375	1.13	8170.52
Volume total (m ³)					32681.2667

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est 32699.237

m³

Remarque : A travers ces volumes calculés, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau VII.2 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est inférieur à 100000 m³ et supérieure à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 1.25 m³.

VII.2.3.4. Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$Rp = \frac{3600 \times q \times Kr \times Kt}{Tc \times Kf} \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots(\text{VII-3})$$

Avec :

q : capacité du godet 1.25 m³.

Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: Kt = 0,7- 0,9 prenons Kt = 0,8

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.

Tc : la durée d'un cycle de remplissage du gobet Tc= (15-30) s, on prend

Tc = 20 s.

AN :

$$Rp = \frac{3600 \times 1.25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 120 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour Rp=960m³/j.

VII.2.3.5. La durée d'excavation :

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

$$T = \frac{V}{Rp} \text{ Jours} \dots\dots\dots(\text{VII-4})$$

V : volume du sol excavé (m³)

RP : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{39217.52}{960} = 40 \text{ jours } .20\text{heure. } 26\text{minute.}$$

VII.2.3.6. Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \dots\dots\dots(\text{VII-5})$$

Vs : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VIII-3)

Tableau VII.3: Calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L(m)	b(m)	e(m)	V _s (m ³)
25	1392.9	0,625	0.15	130.58
32	1168	0,632	0.15	110.73
40	2651.87	0,64	0.15	254.58
63	2292.02	0,663	0.15	227.94
75	3216.62	0.675	0.15	325.68
90	5315.52	0.69	0.15	550.16
110	3065.18	0,71	0.15	326.44
125	2524.6	0,725	0.15	274.55
140	1159.1	0,74	0.15	128.66
160	235.5	0,76	0.15	26.85
180	910.9	0,78	0.15	106.58
200	684.2	0.8	0.15	82.10
225	7202.66	0.825	0.15	891.33
Volume total (m ³)				3436.18

VII.2.3.7. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais

$$S_C = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots(\text{VII-6})$$

Avec :

S_C : Section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_C = S_C * L \dots\dots\dots(\text{VII-7})$$

Avec :

V_C : Volume de la conduite (m³) ;

L : Longueur de la conduite.

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le tableau (VII-4)

Tableau VII.4:calcul du volume de la conduite

D (mm)	L(m)	S(m2)	V(m3)
25	1392.9	0.0005	0.68
32	1168	0.0008	0.94
40	2651.87	0.0013	3.33
63	2292.02	0.0031	7.14
75	3216.62	0.0044	14.20
90	4616.62	0.0064	33.80
110	3764.08	0.0095	29.11
125	2524.6	0.0123	30.97
140	1159.1	0.0154	17.83
160	235.5	0.0201	4.73
180	910.9	0.0254	23.17
200	684.2	0.0314	21.48
225	7202.66	0.0397	286.24
Volume total (m3)			473.63

VII.2.3.8.Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots\dots\dots(VII-8)$$

Avec :

V_r : Volume du remblai

V_{exc} : Volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : Volume occupé par la conduite.

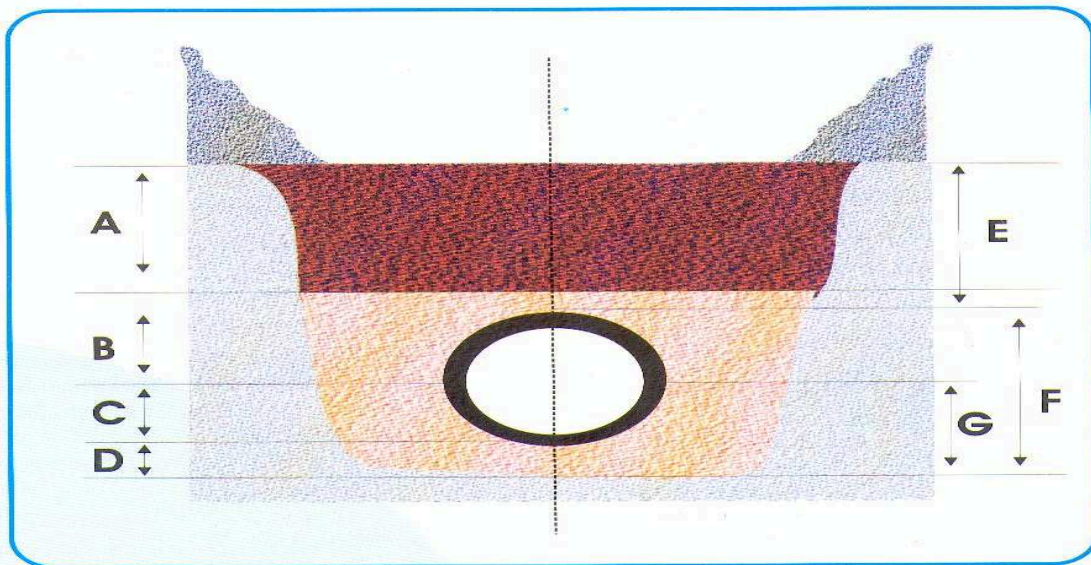
V_s : Volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 39239.08 - 3438.27 - 475.83 = 35324.98m^3$

Remblayage des fouilles

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm (1)	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai (2)	Jusqu'à la surface

(1) : entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique
 (2) : après élimination des éléments impropres.



A	Remblai supérieur
B	Remblai de protection
C	Assise
D	Lit de pose
E	hauteur de couverture
F	Enrobage
G	Appui

Figure VII.6: remblayage des fouilles

Le tableau suivant contient les différents volumes des travaux :

Tableau VII.5: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	39217.52	300,00	11765256
2	Lit de sable	m ³	3436.18	800,00	2748944
3	La conduite	m	473.63	14665,00	6945783.95
4	Remblais compacté	m ³	35307.07	400,00	14122828
				Montant	35582812

VII.2.4. Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VII.2.5. Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

VII.2.6. Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de

la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.2.7. Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

VII.2.8. Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

Conclusion Générale :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé d'étudier l'alimentation du réseau d'eau potable de la ville Boumagueur.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés, qui assure non seulement la partie économique mais aussi la partie de sécurité contre l'effet de régime transitoire (coup de bélier), protection de la conduite contre la corrosion.

Dans notre mémoire nous avons dimensionné un réseau de distribution avec la fourchette de diamètre varie entre (25÷225) mm en PEHD, deux adductions par refoulement 684.2m et 899.5m de longueur et 200mm et 160mm de diamètre, deux stations de pompage qui assurant un débit de 57 l/s, ainsi en concluant que le stockage existant couvre les besoins de la ville à long terme avec une capacité de 59.42m³.

Ce réseau peut répondre aux besoins de la population au moins jusqu'à l'horizon 2043 avec un fonctionnement beaucoup plus fiable par ce qu'un système efficace est un système qui doit fournir de l'eau à tous les abonnés en quantité suffisante et en bonne qualité.

Cette étude nous a parmi de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation, je souhaite que ce modeste travail puisse servir comme référence pour les projets d'alimentation en eau potable

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages

[1] **DUPONT, A.** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, 1977, Paris, p.237, 260,261,267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.

[2] **SALAH, S.** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable»,2014, p.20,54,56,57,59,72, 89, 90, 91, 92,95.

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

[4] **LENCASTRE, A.** « Hydraulique générale », édition Eyrolles,1983, Paris, p.349.