

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

Laboratoire de recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

CHOUIKI Mohamed Ali

CHENTOUF Abdellah

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

**ETUDE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE
LA COMMUNE DE OULED YAHIA, WILLAYA DE JIJEL**

Soutenu le **28 /09 /2022** devant le jury composé de :

- Président: **Mr KADJI**
- Promoteur: **Mr YACOUBI**
- Examineur: **Mr CHENAFI**

Année Universitaire: **2021/2022**

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier « Dieu » très clément et sa sainte miséricorde qui nous a donné la force et la patience, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Nous adressons le plus sincère remerciement à nos chers parents pour leur affection, leur compréhension, leur patience et leur soutien constant. Puisse dieu leur accorder santé, bonheur et longue vie.

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude et un grand respect à notre promoteur Mr YACOUBI d'avoir accepté de diriger ce travail malgré ses multiples occupations et qui a assuré le bon déroulement de cette tâche avec ses conseils et ses critiques judicieuses qui auront été indispensables à la bonne réalisation de ce mémoire, qu'il trouve ici l'expression de nos plus sincères reconnaissances.

Nous adressons nos sincères remerciements, à Mr KADJI et Mr CHENAFI de nous avoir fait l'honneur de juger ce travail .

Nos vifs remerciements aux professeurs du département d'hydraulique , et d'une façon toute particulière à Mr .SAOU.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à tous ceux qui ont Contribué de Près ou de loin À l'élaboration de
Ce travail plus particulièrement :

A Mon Père

« Tu m'as donnée la tendresse et le courage pour réussir tout ce que je peux offrir ne pour a
exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte, je t'offre ce modeste travaille pour tout
remercier pour les sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée ».

A ma mère

« Tu m'as donnée la tendresse et le courage pour réussir tout ce que je peux offrir ne pour a
exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte, je t'offre ce modeste travaille pour tout
remercier pour les sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée ».

À mes Frères et Sœurs Badreddine Nadjah et ikram;

Ils sont présents à tous mes examens avec leur soutien moral et leur beauté Douces surprises.

Je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de Sérénité.

A tous les membres de ma famille Chouiki et Kaddour, petits et grands

Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées,
vous êtes pour moi des sœurs et des amis sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui
nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce
travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A mon binôme ABDELLAH

Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection

*A mes chers amies TASNIM , KADIRO , Krimo , MOUSSA , OUSSAMA ,
ZOMBO , RACHID , ZINOUE , ZAKI*

Je vous dédie ce travail d'avoir eu le courage de l'achever malgré toutes les difficultés et tout
ce que tu as enduré, avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

Mohamed Ali

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à tous ceux qui ont Contribué de Près ou de loin À l'élaboration de Ce travail plus particulièrement :

A Mon Père

« Tu m'as donnée la tendresse et le courage pour réussir tout ce que je peux offrir ne pour a exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte, je t'offre ce modeste travaille pour tout remercier pour les sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée ».

A ma mère

« Tu m'as donnée la tendresse et le courage pour réussir tout ce que je peux offrir ne pour a exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte, je t'offre ce modeste travaille pour tout remercier pour les sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée ».

À mes frères

Ils sont présents à tous mes examens avec leur soutien moral et leur beauté Douces surprises. Je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de Sérénité.

A tous les membres de ma famille

Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs et des amis sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A mon binôme ALILOU

Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection

A mes chères amies, KADIRO , OUSSAMA , ZOMBO , Ahmed , lamine, Mbrok , MOUSSA , RACHID , ZINOU , Homa les 400

TASNIM

Je vous dédie ce travail d'avoir eu le courage de l'achever malgré toutes les difficultés et tout ce que tu as enduré, avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

ABDELLAH

Sommaire

Introduction Générale.....	1
I.1-Introduction :	2
I.2-Situation géographique :	2
I.3-Situation topographique :	2
I.4-Situation climatologique :	3
I.4.1-Climat :	3
I.4.2-Pluviométrie :	3
I.4.3-Température :	3
I.4.4-Le vent :	4
I.5-Situation hydraulique et ressources en eau :	4
I.5.1-Mobilisation des ressources en eau :	4
I.5.2-Ressources en eau existantes :	4
I.5.3-Réservoirs existants :	4
I.6-Conclusion :	5
II.1-Introduction:	6
II.2- Evaluation de la population :	6
II.2.1-Estimation de la population future:	6
II.2.2-Estimation des besoins domestiques:	7
II.2.3.-Consommation moyenne journalières pour les différents besoins :	8
II.2.3.1-Besoins scolaires :	8
II.2.3.2-Besoins sanitaires	8
II.2.3.3- Besoins socioculturels :	9
II.2.3.4-Besoins commerciaux :	9
II.2.3.5-Besoins Administratifs :	11
II.2.3.6-Besoins industriels:	11
II.2.3.7-Besoins des cheptels :	11
II.2.4 Estimation des besoins d'équipement pour l'horizon future 2052 :	13
II.2.5-Consommation moyenne journalière totale.....	13
II.2.6-Majoration de la consommation moyenne journalière :	13
II.2.7-Etude des variations de la consommation:	14
II.2.7.1-Etude de la variation journalière:	14

II.2.7.2-Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$):	14
II.2.7.3-Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$):	15
II.2.8-Variation de la consommation horaire :	16
II.2.8.1-Coefficients d'irrégularités horaires :	16
II.2.8.2-Débit moyen horaire :	17
II.2.8.3-Débit maximal horaire :	17
II.2.8.4-Débit minimal horaire :	17
II.2.9-Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2052 :	18
II.3-Conclusion :	19
III.1-INTRODUCTION	21
III.2-roles des réservoirs	21
III.3-Classification des réservoirs	21
III.3.1-Selon la situation des lieux	21
III.3.2-Selon la forme de la cuve	21
III.3.3-Selon le matériau de construction	22
III.3.4-Selon l'utilisation :	22
III.3.5-Selon la complexité de la construction :	22
III.4-L'emplacement des réservoirs	22
III.5- Equipement des réservoirs	22
III.5.1-Conduite d'arrivée	22
III.5.2-Conduite de distribution	23
III.5.3-Trop plein	23
III.5.4-Vidange	24
III.5.5-By-pass	24
III.6-Reserve d'incendie	24
III.7-Choix du type de réservoir	25
III.8-Capacité de réservoir	25
III.8.1-Méthode graphique	25
III.8.2-Méthode analytique	26
III.9-Volume total du réservoir	26
III.10-Dimensionnement des réservoirs	27
III.11-Conclusion:	28

IV.1-Introduction.....	29
IV.2-Types d'adduction	29
IV.3-Choix du tracé.....	30
IV.4-Choix du type des conduites	30
IV.5-Organes et accessoires de l'adduction.....	31
IV.5.1-Organes de sectionnement	31
IV.5.2-Organes de protection	32
IV.5.3-Organes de régulation	33
IV.5.4-Organes de branchement.....	33
IV.6-Description du schéma d'adduction :	33
IV.7-Etude technico-économique.....	34
IV.7.1-Calcul du diamètre économique	34
IV.7.2-Calcul de la vitesse	34
IV.7.3-Calcul des pertes de charges	34
IV.7.3.1-Pertes de charges linéaires	35
IV.7.3.2-Pertes de charge singulière	36
IV.7.3.3-Pertes de charge totale	36
IV.8-Calcul hydraulique.....	36
IV.8.1-Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (H_{mt}).....	36
IV.8.2-Puissance absorbée par la pompe.....	36
IV.8.3-Energie consommée par la pompe	36
IV.8.4-Frais d'exploitation	37
IV.8.5-Frais d'amortissement.....	37
IV.8.6-Calcul du bilan	37
IV.8.7-Prix unitaire des différents diamètres	38
IV.9-Calcul des conduites gravitaires	38
IV.10-Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	38
IV.10.1-Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction (partie gravitaire).....	38
IV.10.2 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction (partie refoulement)....	40
IV.11-Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons	42
IV.12-CONCLUSION :	42
V.1-Introduction	43

V.2-Classification des pompes	43
V.2.1-Les pompes volumétriques.....	43
V.2.2-Les turbopompes	43
V.3-Choix des pompes	44
V.4-Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	44
V.5-Point de fonctionnement d'une pompe	45
V.5.1-Première variante : Modification du temps de pompage	46
V.5.2-Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage)	47
V.5.3-Troisième variante : Rognage de la roue	47
V.5.4-Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation	48
V.6-Couplage des pompes.....	48
V.6.1-Couplage en série	49
V.6.2-Couplage en parallèle.....	49
V.7-Phénomène de cavitation	50
V.8-Choix des pompes du projet :.....	52
V.8.1-SR1-SR2.....	52
V.8.1.1-Caractéristiques de la conduite	52
V.8.1.2-Caractéristiques de la pompe	52
V.8.1.3-Etude de la cavitation	55
V.8.2-SR2-R2.....	56
V.8.2.1-Caractéristiques de la conduite	56
V.8.2.2-Caractéristiques de la pompe	56
V.8.2.3-Etude de la cavitation	59
V.9-CONCLUSION	59
VI.1-INTRODUDITION	61
VI.2-Définition du coup de bélier	61
VI.3-Causes du phénomène.....	61
VI.4-Moyens de protection contre le coup de bélier	61
VI.4.1-Volant d'inertie	61
VI.4.2-Soupapes de décharge	62
VI.4.3-Les ventouses	62
VI.4.4-Soupapes d'admission et de purge d'air	62

VI.4.5-Cheminée d'équilibre.....	62
VI.4.6-Réservoir d'air comprimé	63
VI.5-Etude du coup de bélier	64
VI.5.1-Calcul de la célérité de l'onde	64
VI.5.2-Cas de fermeture brusque	64
VI.5.3-Cas de fermeture lente	65
VI.6-Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	65
VI.6.1-Cas gravitaire.....	65
VI.6.2-Cas refoulement :	66
VI.6.3- Interprétation des résultats	66
VI.6.3.1-Cas gravitaire	66
VI.6.3.2-Cas refoulement :	66
VII.7-CONCLUSION	66
VII.1-Introduction	67
VII.2-Classification du réseau de distribution.....	67
VII.2.1-Réseau maillé	67
VII.2.2-Réseau ramifié	67
VII.2.3-Réseau combine.....	68
VII.2.4-Réseau étagé	68
VII.3-Conception d'un réseau de distribution.....	69
VII.4-Choix du trace	69
VII.5-Choix des conduites de distribution	69
VII.6-Equipements et accessoires du réseau	70
VII.7-Equipements du réseau de distribution.....	70
IV.7.1-les canalisations :	70
VII.7.2-Organes accessoires :	71
VII.8-Schéma de notre réseau	72
VII.9-Calcul hydraulique du réseau de distribution	72
VII.9.1-Déterminateur le débit du réseau :	72
VII.9.1.1-Débit de pointe	72
VII.9.1.2-Débit spécifique :	73
VII.9.1.3-Débit en route	73

VII.9.1.4-Débit aux nœuds	73
VII.10-Dimensionnement du réseau	74
VII.11-Apport informatique	76
VII.11.1-Présentation du logiciel EPANET	76
VII.11.2-Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET.....	77
VII.11.3-Modélisation du réseau.....	78
VII.11.4-Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	78
VII.12-Conclusion.....	83

Liste des tableaux

Tableau I . 1 : les ressources (forages) qui alimentent la zone d'étude	4
Tableau II . 1 : Estimation de la population future.....	6
Tableau II . 2 : Besoins domestique	7
Tableau II . 3 : Détermination des besoins scolaires.....	8
Tableau II . 4 : Détermination des besoins sanitaires	8
Tableau II . 5 : Détermination des besoins socioculturels.	9
Tableau II . 6 : Détermination des besoins commerciaux	9
Tableau II . 7 : Détermination des besoins administratifs.....	11
Tableau II . 8 : Détermination des besoins industriels.....	11
Tableau II . 9 : Détermination des besoins cheptels	11
Tableau II . 10 : Estimation des différents besoins pour l'horizon future (2052).	13
Tableau II . 11 : Le débit majoré journalier pour divers horizons.	14
Tableau II . 12 : les besoins maximaux journaliers.....	15
Tableau II . 13 : Consommation minimale journalière minimale.	15
Tableau II . 14 : Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant	16
Tableau II . 15 : Valeurs de $K_{\max h}$, α_{\max} , β_{\max}	16
Tableau II . 16 : Valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.....	17
Tableau II . 17: Valeurs de $K_{\min h}$, α_{\min} , β_{\min}	17
Tableau II . 18: Consommations moyennes, minimales et maximales horaires.....	18
Tableau II . 19: Répartition de la consommation horaire	18
Tableau III . 1: Dimensionnement du réservoir R1.....	27
Tableau IV . 1 : Prix unitaires des conduites en PEHD PN 16	38
Tableau IV . 2: Calcul de la Ht du tronçon (R1-BC)	39
Tableau IV . 3: Calcul de la H_t du tronçon (R1-BC)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV . 4 : Calcul de la Hmt du tronçon (SR 1-SR2)	40
Tableau IV . 5 : Frais d'exploitation du tronçon (SR 1-SR2)	40
Tableau IV . 6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR 1-SR2).....	40
Tableau IV . 7: Bilan global des frais du tronçon (SR 1-SR2)	40
Tableau IV . 8 : Calcul de la Hmt du tronçon (SR2-R2)	41
Tableau IV . 9 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2-R2)	41

Tableau IV . 10 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2-R2)	41
Tableau IV . 11 : Bilan global des frais du tronçon (SR2-R2)	41
Tableau IV . 12 : Tableau récapitulatif des diamètres choisis	42
Tableau V . 1 : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température	51
Tableau V . 2: Caractéristiques de la pompe du SR1	53
Tableau V . 3: Caractéristiques de la pompe du SR1	56
Tableau VI . 1: Calcul du temps de fermeture de la vanne.	65
<i>Tableau VI . 2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons</i>	<i>66</i>
Tableau VII . 1 : Détermination des débits aux nœuds ...	74
Tableau VII . 2 : Résultats de la simulation des arcs (conduites)...	78
<i>Tableau VII . 3 : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau (suite)...</i>	<i>80</i>

Liste des figures

Figure I . 1: Situation géographique de la région d'étude.....	2
<i>Figure I . 2 : histogramme de la précipitation mensuelle interannuelle dans la zone de projet..</i>	3
Figure II . 1 : Représentation du graphique de l'évolution de la population.....	7
Figure III . 1 : Adduction avec chute libre.....	22
Figure III . 2 : Adduction noyée.....	22
Figure III . 3 : Conduite de distribution.....	23
Figure III . 4 : Trop plein et vidange.....	23
Figure III . 5 : : By-pass entre l'adduction et la distribution.....	24
Figure III . 6 : Système de deux prises.....	24
Figure III . 7 : Système à Siphon.....	25
Figure IV . 1 : Adduction gravitaire.....	29
Figure IV . 2 : : Adduction par refoulement.....	29
<i>Figure IV . 3 : Robinet vanne à opercule.....</i>	31
Figure IV . 4 : Robinet vanne papillon.....	31
Figure IV . 5 : Ventouse.....	32
Figure IV . 6 : Clapet anti retour.....	32
Figure IV . 7 : Schéma d'adduction.....	33
Figure V . 1 : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	45
Figure V . 2 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	46
Figure V . 3 : Couplage en série.....	49
Figure V . 4 : Couplage en parallèle.....	49
Figure V . 5: calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	50
<i>Figure V . 6 : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....</i>	51
Figure V . 7 : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	52
Figure V . 8 : : Point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR1.....	53
Figure V . 9 : Point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR1.....	57
<i>Figure VI . 1 : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier).....</i>	63
Figure VI . 2 : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	63
Figure VII . 1 : Réseau maillé.....	67

Figure VII . 2 : Réseau ramifié.....	68
Figure VII . 3 : Réseau combine.....	68
Figure VII . 4 : Réseau de distribution de la zone d' étude	72
Figure VII . 5 : Environnements de travail sur EPANET	77
Figure VII . 6 : Réseau de distribution après simulation.	82

List des symboles

T : Taux d'accroissement de la population (%).

n : Nombre d'années séparent l'année de référence de l'horizon voulu.

P_n : Population à l'horizon voulu.

P₀ : Population de l'année actuelle ou de référence.

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière (m³/j).

D : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

N : Nombre de consommateurs (hab).

Q_{moy j maj} : Débit moyen majoré (m³/j).

K_f : Coefficient de majoration.

Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m³/j).

K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum.

Q_{minj} : Débit minimal journalier (m³/j).

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité journalière minimal.

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

β_{min} : Coefficient dépend du nombre d'habitants.

Q_{moy h} : Débit moyen horaire (m³/h).

K_{max h} : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

K_{min h} : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Q_{min h} : Débit minimal horaire.

Q_h : Débit horaire (m³/h).

P_% : Pourcentage du régime de consommation horaire.

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%).

R⁺_{max} : Résidu maximum positif (%).

R⁻_{max} : Résidu maximum négatif (%).

V_T : Volume totale du réservoir(m³).

V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie(m³).

D : Diamètre du réservoir (m).

V : Volume du réservoir.

H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie pris à (120 m³).

V_R : Volume de régulation du réservoir.

SR1 : Première station de reprise.

SR2 : Deuxième station de reprise.

SR3 : Troisième station de reprise.

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

H_L : Pertes de charge linéaires (m).

J : Pertes de charge unitaires (m/ml).

L : Longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement de Darcy, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

C_{HW} : Coefficient de Hazen-Williams qui dépend de nature de la conduite.

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

R_e : Nombre de Reynolds.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

t : Température de l'eau en degré.

H_s : Pertes de charge singulières (m).

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

H_g : Hauteur géométrique (m).

H_t : Perte de charge totale.

Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW).

η : Rendement de la pompe en (%), η = 75 %.

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

t : Temps de pompage par jour (t=20h).

F_{Exp} : Frais d'exploitation (DA).

e' : Prix unitaire du KWh. fixé par la SONELGAZ (4.67DA).

F_{am} : Frais d'amortissement.

P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).

A : Amortissement annuel (Annuité).

i : Taux d'annuité (i = 8 %).

BL : Bilan (DA).

RQ² : Valeur de la perte de charge au point considère (m).

R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

L : Longueur de la conduite en (m).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9.81 m/s).

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

H' : Perte de charge engendrée par le vannage (m).

m : Coefficient de rognage.

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

H_a : Hauteur d'aspiration en (m).

J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).

p₀

g × ρ: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

h_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

a : Célérité des ondes (m/s).

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

D_{imext} : Dimensions extérieurs.

e : Epaisseur de la conduite (m).

K' : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour les conduites en fonte ductile (k'=0,6).

B : Valeur du coup de bélier (m).

V₀ : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).

H₀ : Pression absolue au point le plus haut de la conduite.

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s.ml).

Q_p : Débit de pointe en (l/s) de la zone.

ΣLi : Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

Q_r : Débit en route (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s/ml).

Li : Longueur du tronçon concerné (m).

Q_{ni} : Débit nodal de nœuds concerné (l/s).

ΣQ_{ri} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s).

ΣQ_{conc} : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

C_A : Côte du plan d'aspiration(m).

C_P : Côte de l'axe de la pompe (m).

C_R : Côte radié (m).

C_{TN} : Côte terrain naturel (m).

C_{TP} : Côte trop plein (m).

$NPSH_d$: Charge minimale disponible à l'aspiration (m).

$NPSH_r$: Charge nette minimale à l'aspiration (m).

INTRODUCTION
GENERALE

Introduction Générale

L'eau source vitale à toute forme de vie. Elle est devenue ces dernières années le sujet de préoccupation à l'échelle planétaire. Étant l'élément essentiel pour toutes les civilisations que l'humanité a connues, il est donc indispensable qu'elle soit utilisée d'une manière équitable, rationnelle et économique

Aujourd'hui, plus de 1.5 milliard de personnes n'ont pas accès à l'eau potable et des facteurs tels que la croissance démographique, la sécheresse et la pollution créent des risques de pénurie

L'Algérie, est l'un des pays où le problème de l'eau se pose d'une manière particulièrement aiguë, et tout cela à cause des caractéristiques climatiques, fluctuantes entre les années les plus sèches et les plus arrosées, c'est pourquoi, elle doit faire l'objet d'une gestion très attentive,

Le travail que nous allons présenter concerne l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune Ouled Yahia à partir du barrage de boussiaba (Wilaya de Jijel). Cette étude a pour but de déceler l'ensemble des problèmes dont souffre le fonctionnement général du système, afin d'apporter une solution rationnelle et globale. Son contenu comporte les points suivants :

- En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude, ce qui constituera le premier chapitre ;
- Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau et aux variations du débit pour la population future (à long terme)
- Au cours du chapitre trois, nous effectuerons le dimensionnement des réservoirs et comparer leurs capacités avec celles des réservoirs existants et de projeter si-nécessaire d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins de la population ;
- Par la suite, le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction par la combinaison de l'étude technico-économique ;
- Le cinquième chapitre, sera consacré au choix des pompes à adopter pour les différentes stations de pompage ;
- Le sixième chapitre portera sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier
- Le dernier chapitre, est consacré pour le dimensionnement du réseau de distribution de la région Erromane

On terminera par une conclusion générale

CHAPITRE I
PRESENTATION DE
LA ZONE D'ETUDE

I.1-Introduction

Pour un projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet avec une présentation du site, à savoir : la situation géographique, topographique, géologique, climatique et hydraulique.

I.2-Situation géographique

La commune d'Ouled Yahia se situe au sud-est de la wilaya de Jijel 65km au chef-lieu de la wilaya de Jijel. [1]

- Au Nord par la commune d'El-Ancer ;
- Au Sud par la daïra d'El Abadia. Ouled RabeH Sidi-Maarouf ;
- À l'Est par la commune de Settara ;
- À l'Ouest par la commune de Bouraoui-BelhadeF.

(Voir la figure (I.1))



Figure I. 1: Situation géographique de la région d'étude

I.3-Situation topographique [2]

La commune d'Ouled Yahia est une zone montagneuse, Elle a des altitudes qui varient entre 400 et 1000 m.

Cette zone est caractérisée par un relief accidenté avec une pente moyenne.

I.4-Situation climatologique [10]

I.4.1-Climat

Le climat de la région d'El-Milia est celui de toute la région du littoral algérien, caractérisé par un climat tempéré, soumis aux influences maritimes l'adoucissant et à effet de montagnes constituant un obstacle aux courants provenant du Nord. C'est le climat méditerranéen chaud et sec en été, doux et humide en hiver.

I.4.2-Pluviométrie

La région de Jijel est considérée comme la région la plus pluvieuse en Algérie, de par importance des précipitations qu'elle reçoit, la pluviométrie est très importante dans cette région elle atteint 1200 mm/an, la période la plus pluvieuse est concernée par les mois de Novembre à Février.

La zone d'El-Milia est caractérisée par des fortes pluies automne-hiver et une augmentation rapide des précipitations de fin de Septembre jusqu'à Décembre-Janvier puis une décroissance régulière jusqu'au minimum estival.

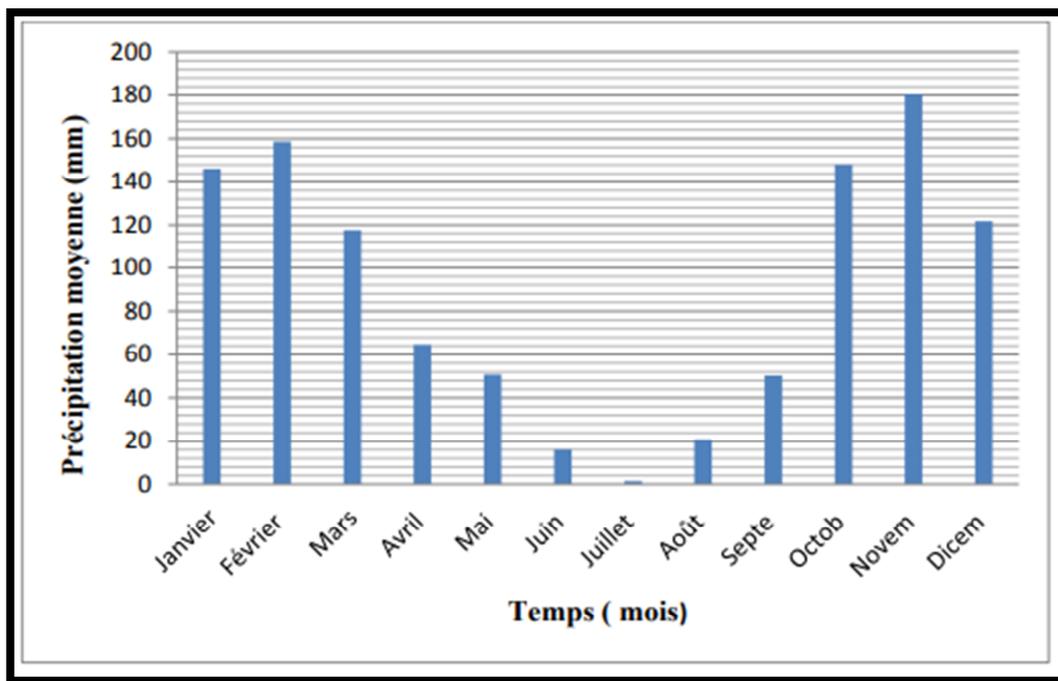


Figure I . 2 : histogramme de la précipitation mensuelle interannuelle dans la zone de projet.

I.4.3-Température

Selon les données de la station d'El-Milia, la saison chaude s'étend de Mai à Octobre, mais pendant lesquels les températures moyennes mensuelles sont supérieures à la moyenne annuelle, alors que la saison froide correspond aux mois de Novembre-Avril ;

Le maximum de température est atteint en Aout autour de 30°C, et le minimum se situe en Janvier autour de 5°C ;

La température moyenne annuelle est de 18°C-35°C ;

L'amplitude thermique définie par la différence des températures moyennes du mois le plus chaud et le plus froid est de 16°C-40°C ;

L'amplitude thermique annuelle des extrêmes est de 24 ,1°C.

I.4.4-Le vent

La région d'El-Milia est soumise aux vents du Nord-est en période hivernale. En été elle est traversée par les vents du sud-ouest et du sud-est (vents sec sirocco).

I.5-Situation hydraulique et ressources en eau

I.5.1-Mobilisation des ressources en eau

La mobilisation des ressources en eau est l'une des préoccupations des pouvoirs publics et des collectivités locales pour avoir de l'eau s'est se procurer un facteur de développement économique essentiel. [1]

I.5.2-Ressources en eau existantes

Les ressources qui alimentent les différents centres objet de l'étude sont répertoriées dans le tableau suivant

Tableau I . 1 : les ressources (forages) qui alimentent la zone d'étude

Désignation de la source	Débit (L/s)	Observations
Ain Madjrab	1.50-2.00	Sources prévues pour alimenter les mechtas : Boulaaba et Erroumane
Ain Akouar	0.50	
El Maraba	0.50	
Forage	30.00	Forage programmé pour alimenter Achbou et cités périphériques

I.5.3-Réservoirs existants

La zone d'étude bénéficie récemment un projet de renforcement de système d'AEP à partir du transfert de barrage Boussiaba [1]

I.6-Conclusion

Ce chapitre, nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude ainsi que les données relatives à la situation hydraulique actuelle, qui vont nous servir pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable dans les chapitres suivants

CHAPITRE II
ESTIMATION DES
BESOINS

II.1-Introduction

L'objectif du système d'alimentation en eau potable est de satisfaire au maximum possible les besoins en eau de la zone concernée par le projet pendant une période bien définie qui est estimée comme durée de vie du réseau, L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique,etc.)

II.2- Evaluation de la population

II.2.1-Estimation de la population future

L'estimation de la population consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme sur une période de 30 ans à partir de la formule de la progression géométrique. Pour un taux de croissance défini.

Le calcul de la population future (agglomération future), se fait par la formule des intérêts composés suivante :

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

Avec :

- **P**: La population à l'horizon de 2052 ;
- **P₀**: La population actuelle 2022 ;
- **T**: Taux d'accroissement démographique égal à **1.7%** ;
- **n**: Nombre d'années séparent l'année d'étude et à l'horizon d'étude 30ans.

Tableau II . 1 : Estimation de la population future

Localités	Nombre d'habitants en 2022	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants en 2032	Nombre d'habitants en 2042	Nombre. d'habitants en 2052
BOULABA	967	1.7	1145	1355	1603
AYNANE	1521	1.7	1800	2131	2522
ERROMANE	550	1.7	651	770	912
BOUKLAB	1531	1.7	1812	2145	2539
TALEFT	1390	1.7	1645	1947	2305
Total	5959	1.7	7053	8348	9881

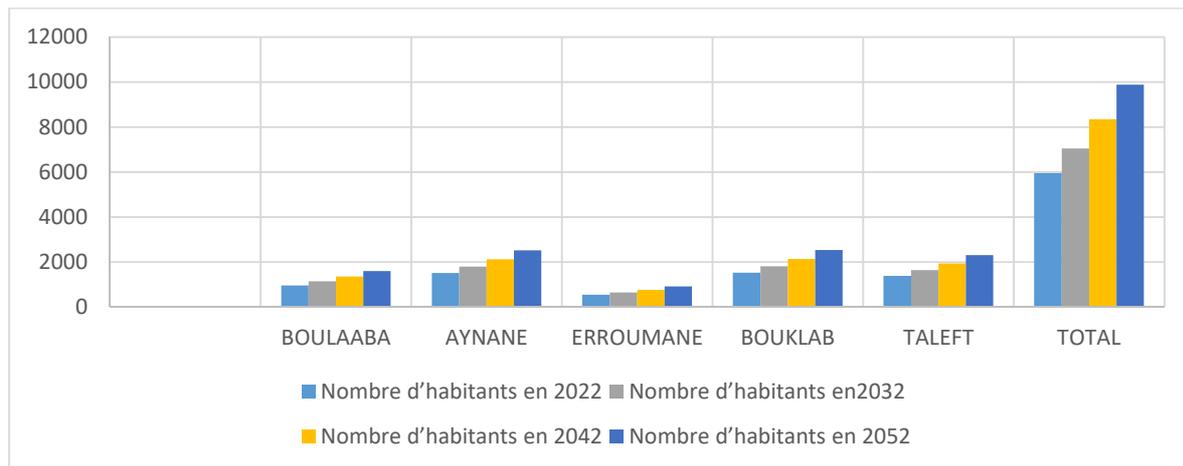


Figure II . 1 : Représentation du graphique de l'évolution de la population

II.2.2-Estimation des besoins domestiques

Les besoins en eau domestique sont évalués à la base de la dotation choisie, et en fonction du :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Les ressources existantes.

On peut estimer les besoins en eau de chaque localité par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{D \times N}{1000} \quad (\text{II-2})$$

- $Q_{\text{moy j}}$: Consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- **D**: Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- **N**: Nombre de consommateurs.

Tableau II . 2 : Besoins domestique

Localités	Population actuel (2022)	Population futur (2052)	Dotation (l/j/hab)	Besoin actuel (m ³ /j) (2022)	Besoin (futur2052) (m ³ /j)
BOULABA	967	1603	150	145.05	240.45
AYNANE	1521	2522	150	228.15	378.3
ERROMANE	550	912	150	82.5	136.8
BOUKLAB	1531	2539	150	229.65	380.85
TALEFT	1390	2305	150	208.5	345.75
Total	5959	9881	150	893.85	1482.15

II.2.3.-Consommation moyenne journalières pour les différents besoins**II.2.3.1-Besoins scolaires**

Les besoins scolaires sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II . 3 : Détermination des besoins scolaires.

Localités	Etablissement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Besoin en eau (m ³ /j)
BOULABA	Primaire	90	15	1.35
Total				1.35
AYNANE	Terminal	124	15	1.86
	Moyen	151	15	2.26
Total				4.12
BOUKLAB	Primaire	133	15	1.99
	Terminal	148	15	2.22
Total				4.21
TALEFT	Primaire	109	15	1.64
	Moyen	106	15	1.59
Total				3.23

II.2.3.2-Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II . 4 : Détermination des besoins sanitaires

Localités	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/lit)	Besoin en eau (m ³ /j)
AYNANE	Polyclinique	14	20	0.28
	Pharmacies	2	10	0.02
BOUKLAB	Polyclinique	16	20	0.32
	Pharmacies	3	10	0.03
Total				0.65

II.2.3.3- Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II . 5 : Détermination des besoins socioculturels.

Localités	Etablissement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usagers)	Besoin en eau (m ³ /j)
BOULABA	Mosquée	200	15	3
BOUKLAB	Bibliothèque	70		6
	Mosquée	400		1.05
TALEFT	Mosquée	300		4.5
Total				14.55

II.2.3.4-Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II . 6 : Détermination des besoins commerciaux ...

Localités	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoin en eau (m ³ /j)
BOULABA	Alimentation (1)	2	40	0.08
	Cafeteria(10)	15	100	1.5
	Boulangerie et pâtisserie (3)	12	100	1.2
Total				2.78
AYNANE	Alimentation(3)	6	40	0.24
	Cafeteria (10)	30	100	3
	Boulangerie et pâtisserie(5)	24	100	2.4
	Boucherie(2)	6	100	0.6
	Restaurant(2)	9	100	0.9
	Librairie(1)	1	40	0.04
	Coiffure femme(1)	2	100	0.2
	Coiffure homme(1)	2	100	0.2
	Pizzeria(2)	6	100	0.6
Total				8.18

Tableau II .6 : Détermination des besoins commerciaux (suite et fin) .

Localités	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoin en eau (m³/j)
ERROMANE	Alimentation(1)	2	40	0.08
	Cafeteria(5)	15	100	1.5
Total				1.58
BOUKLAB	Alimentation(3)	6	40	0.24
	Cafeteria(10)	30	100	3
	Boulangerie et pâtisserie(8)	32	100	3.2
	Boucherie(2)	6	100	0.6
	Restaurant(2)	9	100	0.9
	Librairie(1)	2	40	0.08
	Coiffure femme(1)	2	100	0.2
	Coiffure homme (1)	2	100	0.2
	Pizzeria(2)	6	100	0.6
Total				9.02
TALEFT	Alimentation(2)	4	40	0.16
	Cafeteria(5)	30	100	3
	Boulangerie et pâtisserie(4)	12	100	1.2
	Boucherie(2)	6	100	0.6
	Librairie(1)	1	40	0.04
	Coiffure homme (1)	2	100	0.2
	Pizzeria(2)	6	100	0.6
Total				5.8

*II.2.3.5-Besoins Administratifs**Tableau II . 7 : Détermination des besoins administratifs*

Localités	Etablissement	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoin en eau (m ³ /j)
TALEFT	APC (1)	Employé	50	20	1
	Poste(1)	Employé	20	20	0.4
BOUKLAB	Garde communale (1)	Employé	16	20	0.32
	Conservation des forêts (1)	Employé	14	20	0.28
Total					2

II.2.3.6-Besoins industriels

Les besoins industriels sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II . 8 : Détermination des besoins industriels

Localités	Etablissement	Nombre	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
BOUKLAB	Huilerie	2	1500	3

II.2.3.7-Besoins des cheptels

Les besoins cheptels sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II . 9 : Détermination des besoins cheptels ...

Localités	Cheptels	Nombre	Dotation (l/j/tête)	Besoin en eau (m ³ /j)
BOULABA	Bovins	90	50	4.50
	Ovins	40	10	0.40
	Caprins	36	10	0.36
	Volaille	79	1	0.08
	Cheval	2	15	0.03
Total				5.37
AYNANE	Bovins	95	50	4.75

Tableau II . 9 : Détermination des besoins cheptels (suite et fin)

Localités	Cheptels	Nombre	Dotation(l/j/tête)	Besoin(m ³ /j)
AYNANE	Ovins	62	10	0.62
	Caprins	50	10	0.50
	Volaille	104	1	0.10
	Cheval	3	15	0.04
	Total			6.01
ERROMANE	Bovins	50	50	2.50
	Ovins	21	10	0.21
	Caprins	18	10	0.18
	Volaille	72	1	0.07
	Cheval	1	15	0.01
	Total			2.97
BOUKLAB	Bovins	100	50	5
	Ovins	68	10	0.68
	Caprins	46	10	0.46
	Volaille	143	1	0.14
	Cheval	3	15	0.04
	Total			6.32
TALEFT	Bovins	100	50	5
	Ovins	71	10	0.07
	Caprins	40	10	0.40
	Volaille	121	1	0.12
	Cheval	3	15	0.04
	Total			5.63

II.2.4 Estimation des besoins d'équipement pour l'horizon future 2052

En considérant les besoins actuels domestiques et ceux des équipements existants de chaque village on peut estimer les besoins d'équipement futur suivant la relation ci-après :

$$(Q_{\text{équi}} \text{ actuelle}/Q_{\text{dom}} \text{ actuelle}) = (Q_{\text{équi}} \text{ future}/Q_{\text{dom}} \text{ future}) \quad (\text{II-3})$$

Avec :

- $Q_{\text{équi}} \text{ actuelle}$: besoins d'équipements en 2022 (m³/j) ;
- $Q_{\text{équi}} \text{ future}$: besoins d'équipements en 2052 (m³/j) ;
- $Q_{\text{dom}} \text{ actuelle}$: besoins domestiques en 2022 (m³/j) ;
- $Q_{\text{dom}} \text{ future}$: besoins domestiques en 2052 (m³/j).

II.2.5-Consommation moyenne journalière totale

La consommation moyenne journalière est définie comme étant la somme de différentes consommations de l'agglomération.

Tableau II . 10 : Estimation des différents besoins pour l'horizon future (2052).

année	Besoins domestiques Q _{dom} (m ³ /j)		Besoins équipements Q _{équi} (m ³ /j)		Q _{dom} + Q _{équi} (m ³ /j)	
	2022	2052	2022	2052	2022	2052
BOULABA	145.05	240.45	15.5	25.69	160.55	266.14
AYNANE	228.15	378.3	18.61	30.85	246.76	409.15
ERROMANE	82.50	136.80	4.55	7.54	87.05	144.34
BOUKLAB	229.65	380.85	26.55	44.03	256.20	424.88
TALEFT	208.50	345.75	20.56	34.09	229.06	379.84
Total	893.85	1482.15	85.77	142.20	979.62	1624.35

II.2.6-Majoration de la consommation moyenne journalière

Cette majoration est la conséquence d'un certain nombre des facteurs : fuites dans les conduites, vieillissement des conduites, nature des terrains, qualité d'entretien. La majoration est estimée à 20% de la somme des débits.

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule :

$$Q_{\text{moy j maj}} = K_f \times Q_{\text{moy j}} \quad (\text{II-4})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy j maj}}$: Débit moyen majoré (m^3/j) ;
- K_f : Coefficient de majoration ($K_f = 1.2$) ;
- $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

Tableau II . 11 : Le débit majoré journalier pour divers horizons.

Localités	Besoins actuels 2022 (m^3/j)	Besoins actuels 2022 majorés (m^3/j)	Besoins Futurs 2052 (m^3/j)	Besoins Futurs 2052 majorés (m^3/j)
BOULABA	160.55	192.66	266.14	319.37
AYNANE	246.76	296.11	409.15	490.98
ERROANE	87.05	104.46	144.34	173.21
BOUKLAB	256.20	307.44	424.88	509.86
TALEFT	229.06	274.87	379.84	455.81
Total	979.62	1175.54	1624.35	1949.23

II.2.7-Etude des variations de la consommation

II.2.7.1-Etude de la variation journalière

La consommation d'eau quotidienne, n'est pas constante, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Pour tenir compte de cette variation on doit considérer les coefficients d'irrégularité $K_{\text{max j}}$ et $K_{\text{min j}}$.

II.2.7.2-Consommation maximale journalière ($Q_{\text{max j}}$)

Débit maximal du jour le plus chargé de l'année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, et le réservoir

$$Q_{\text{max j}} = K_{\text{max j}} \times Q_{\text{moy j}} \quad (\text{II-5})$$

Avec :

- $Q_{\text{max j}}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $K_{\text{max j}}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 dans notre cas.

Tableau II . 12 : les besoins maximaux journaliers

Localités			1.2		
	2022	2052		2022	2052
BOULABA	192.66	319.37		231.19	383.24
AYNANE	296.11	490.98		355.33	589.18
ERROANE	104.46	173.21		125.35	207.85
BOUKLAB	307.44	509.86		368.93	611.83
TALEFT	274.87	455.81		329.81	546.97
Total	1175.54	1949.23		1410.61	2339.07

II.2.7.3-Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression,

$$Q_{min j} = K_{min j} \times Q_{moy j} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

- $Q_{min j}$: Débit minimal journalier (m^3/j) ;
- $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $K_{min j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9. Il est pris égal à 0.8 dans notre cas.

Tableau II . 13 : Consommation minimale journalière minimale.

Localités	Besoin majoré (m^3/j)		$K_{min j}$	Débit minimum journalier (m^3/j)	
	2022	2052		2022	2052
BOULABA	192.66	319.37	0.8	154.13	255.50
AYNANE	296.11	490.98		236.89	392.78
ERROANE	104.46	173.21		83.57	138.57
BOUKLAB	307.44	509.86		245.95	407.89
TALEFT	274.87	455.81		219.90	364.65
Total	1175.54	1949.23		940.44	1559.39

II.2.8-Variation de la consommation horaire

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$; Elle nous permet ainsi de réduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau.

II.2.8.1-Coefficients d'irrégularités horaires :

a. Coefficient d'irrégularité horaire maximum

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient varie entre 1.2 et 1.3, qui tiennent compte du niveau de vie de la population et du confort, dans notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1.3$;
- β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II. 14 : Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03

Tableau II. 15 : Valeurs de $K_{\max h}$, α_{\max} , β_{\max}

Localités	Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$
BOULABA	1603	1,3	1.78	2.31
AYNANE	2522		1.60	2.08
ERROANE	912		2.0	2.60
BOUKLAB	2539		1.60	2.08
TALEFT	2305		1.64	2.13
Total	9881		1.3	1.69

b. Coefficient d'irrégularité horaire minimum

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II-8})$$

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il 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.

Tableau II . 16 : Valeurs de β min en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0.10	0.10	0.10	0.20	0.25	0.40	0.50	0.60	0.70	0.83

Tableau II . 17: Valeurs de $K_{\min h}$, α_{\min} , β_{\min}

Localités	Nombre d'habitants	α_{\min}	β_{\min}	K_{\min}
BOULABA	1603	0.5	0.10	0.05
AYNANE	2522		0.10	0.05
ERROANE	912		0.10	0.05
BOUKLAB	2539		0.10	0.05
TALEFT	2305		0.10	0.05
Total	9881		0.39	0.195

II.2.8.2-Débit moyen horaire

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \quad (\text{II-9})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire (m³/h) ;
- $Q_{\text{max j}}$: Débit maximal journalier (m³/j).

II.2.8.3-Débit maximal horaire

$$Q_{\text{max h}} = Q_{\text{moy h}} \times K_{\text{max h}} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire (m³/h) ;
- $K_{\text{max h}}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

II.2.8.4-Débit minimal horaire :

$$Q_{\text{min h}} = Q_{\text{moy h}} \times K_{\text{min h}} \quad (\text{II-11})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire en (m³/h) ;
- $K_{\text{min h}}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II . 18: Consommations moyennes, minimales et maximales horaires

Localités	Année	$Q_{\text{moy h}}$ (m ³ /h)	α max	β max	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}}$ (m ³ /h)	α min	β min	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}}$ (m ³ /h)
BOULABA	2052	15.97	1.3	1.78	2.31	36.89	0.5	0.10	0.05	0.80
AYNANE	2052	24.55	1.3	1.60	2.08	51.06	0.5	0.10	0.05	1.23
ERROMANE	2052	8.66	1.3	2.0	2.60	22.52	0.5	0.10	0.05	0.43
BOUKLAB	2052	25.49	1.3	1.60	2.08	53.02	0.5	0.10	0.05	1.27
TALEFT	2052	22.79	1.3	1.64	2.13	48.54	0.5	0.10	0.05	1.14
Total	2052	97.46	1.3	1.3	1.69	164.71	0.5	0.39	0.195	19

II.2.9-Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2052

$$Q_h = P\% \times Q_{\text{max j}} \quad (\text{II-12})$$

Avec :

- $P\%$: Pourcentage du régime de consommation horaire ;
- $Q_{\text{max j}}$: Débit max journalier (m³/j) ;
- Q_h : Débit horaire (m³/h).

Tableau II . 19: Répartition de la consommation horaire ...

Heures	BOULABA		AYNANE		ERROANE		BOUKLAB		TALEFT	
	Coeff de consommation (%)	Consommation m ³ /h	Coeff de consommation (%)	Consommation (m ³ /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m ³ /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m ³ /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m ³ /h)
0-1	0.6	2.30	0.75	4.42	0.6	1.25	0.75	4.59	0.75	4.10
1-2	0.6	2.30	0.75	4.42	0.6	1.25	0.75	4.59	0.75	4.10
2-3	1.2	4.60	1	5.89	1.2	2.49	1	6.12	1	5.47
3-4	1.2	4.60	1	5.89	1.2	2.49	1	6.12	1	5.47
4-5	3.5	13.41	3	17.68	3.5	7.27	3	18.35	3	16.41
5-6	3.5	13.41	5.5	32.40	3.5	7.27	5.5	33.65	5.5	30.08
6-7	4.5	17.24	5.5	32.40	4.5	9.35	5.5	33.65	5.5	30.08

7-8	10.2	39.09	5.5	32.40	10.2	21.20	5.5	33.65	5.5	30.08
-----	------	-------	-----	-------	------	-------	-----	-------	-----	-------

Tableau II .19: Répartition de la consommation horaire (suite et fin).

Heures	Coeff (%)	Cons (m ³ /h)	Coeff de (%)	Con m ³ /h)	Coeff (%)	Cons(m ³ /h)	Coeff (%)	Consom (m ³ /h)	Coeff (%)	Conso (m ³ /h)
8-9	8.8	33.72	3.5	20.62	8.8	18.29	3.5	21.41	3.5	19.14
9-10	6.5	24.91	3.5	20.62	6.5	13.51	3.5	21.41	3.5	19.14
10-11	4.1	15.71	6	35.35	4.1	8.52	6	36.70	6	32.8
11-12	4.1	15.71	8.5	50.08	4.1	8.52	8.5	52	8.5	46.49
12-13	3.5	13.41	8.5	50.08	3.5	7.27	8.5	52	8.5	46.49
13-14	3.5	13.41	6	35.35	3.5	7.27	6	36.71	6	32.82
14-15	4.7	18.01	5	29.46	4.7	9.77	5	30.59	5	27.35
15-16	6.2	23.76	5	29.46	6.2	12.89	5	30.59	5	27.35
16-17	10.4	39.85	3.5	20.62	10.4	21.62	3.5	21.41	3.5	19.14
17-18	9.4	36.02	3.5	20.62	9.4	19.54	3.5	21.41	3.5	19.14
18-19	7.3	27.98	6	35.35	7.3	15.17	6	36.71	6	32.82
19-20	1.6	6.13	6	35.35	1.6	3.32	6	36.71	6	32.82
20-21	1.6	6.13	6	35.35	1.6	3.32	6	36.71	6	32.82
21-22	1	3.83	3	17.68	1	2.08	3	18.35	3	16.41
22-23	0.6	2.30	2	11.78	0.6	1.25	2	12.24	2	10.94
23-24	0.6	2.30	1	5.89	0.6	1.25	1	6.12	1	5.47
TOAL	100	383.24	100	589.18	100	207.85	100	611.83	100	546.97

II.3-Conclusion

Dans ce chapitre Nous avons estimé les différents besoins de toutes les localités En effet, en intégrant toutes les catégories de consommation, Ceci nous donne une idée sur la quantité de l'eau potable nécessaire à l'agglomération et des ouvrages de stockage nécessaires pour assurer l'eau aux habitants du point de vue pression et quantité.

CHAPITRE III
RESERVOIR

III.1-Introduction

Dans ce chapitre, nous allons traiter l'une des importantes infrastructures de grande importance en alimentation d'eau potable, qui est les réservoirs, ce dernier est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau distribution.

III.2-Roles des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que [3]

- Régulateur et accumulateur ;
- Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal le débit consommé. Donc, un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé ;
- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution
- Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans le point très éloigné.
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et la distribution gravitaire pendant des heures de pointe) ;
- Briser la charge ;
- Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge ;
- Assurer la réserve d'incendie .

Le réservoir doit contenir en tout temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants du service chargé de la lutte contre l'incendie.

III.3-Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs : [3]

III.3.1-Selon la situation des lieux

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

III.3.2-Selon la forme de la cuve

- Réservoir carré ;
- Réservoir rectangulaire ;
- Réservoir circulaire ;
- Réservoir de forme quelconque.

III.3.3-Selon le matériau de construction

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armée.

III.3.4-Selon l'utilisation

- réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

III.3.5-Selon la complexité de la construction

- Réservoirs simples ;
- Réservoirs multiples ;
- Réservoirs superposés ;
- Réservoirs superposés et multiples.

III.4-L'emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème délicat à résoudre, tenant compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et d'exploitation. Donc, on est amené à prendre en considération les facteurs suivants : [4]

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

III.5- Equipement des réservoirs

III.5.1-Conduite d'arrivée

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par sur verse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant. [3]

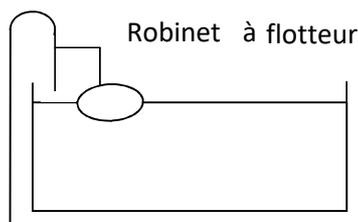


Figure III . 1 : Adduction avec chute libre

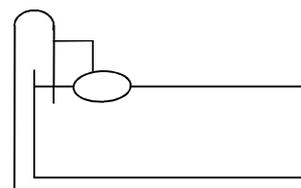


Figure III . 2 : Adduction noyée

III.5.2-Conduite de distribution

Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex [3].

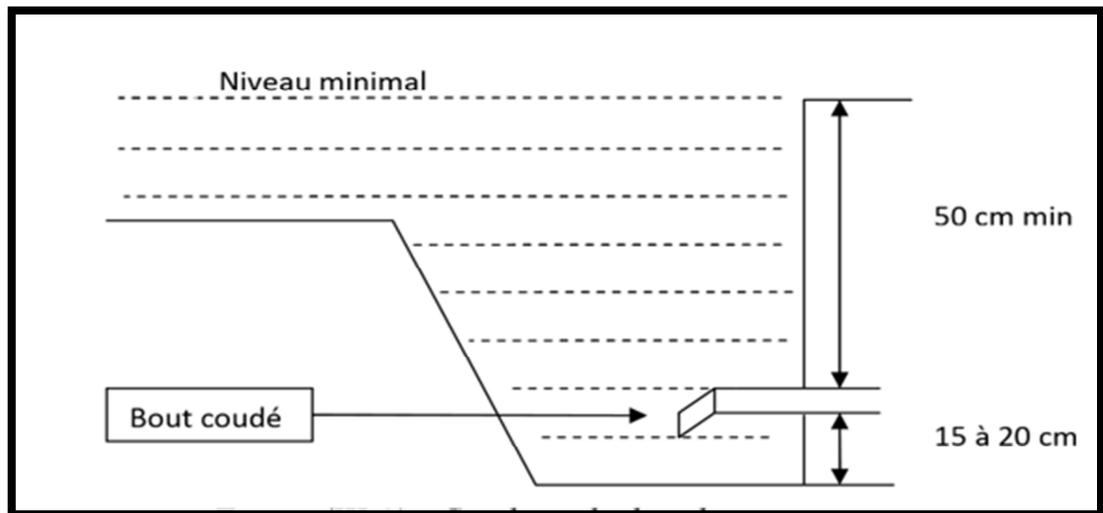


Figure III . 3 : Conduite de distribution

III.5.3-Trop plein

Evacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir dans le cas de la défaillance du flotteur [3].

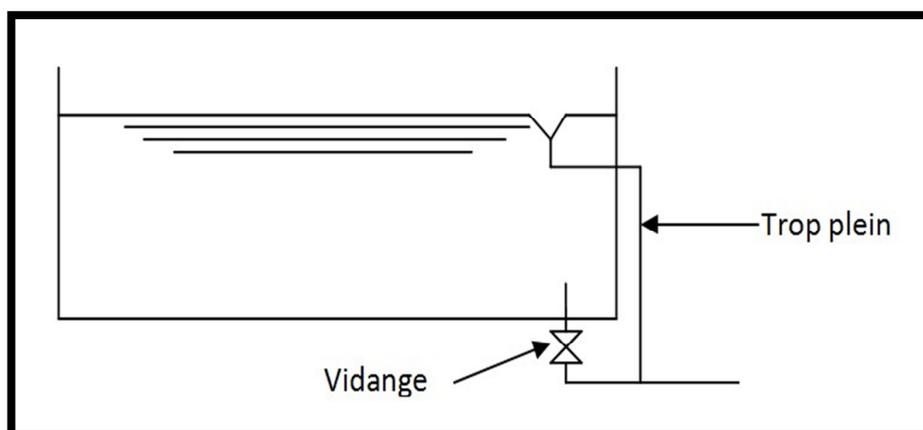


Figure III . 4 : Trop plein et vidange

III.5.4-Vidange

Commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage.

III.5.5-By-pass

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normal les vannes 1 et 3 ouvertes et la vanne 2 fermée, en by-pass on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2 [3].

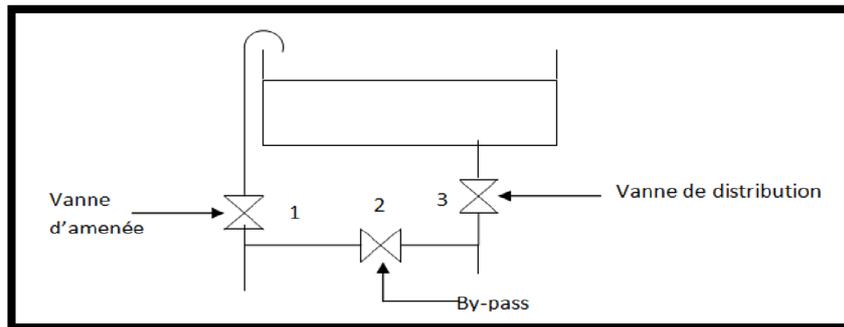


Figure III . 5 : By-pass entre l'adduction et la distribution

III.6-Reserve d'incendie

Pour éviter le passage de la réserve dans la distribution, on aménage la disposition indiquée dans la Figure (III-6), en temps normal 1 est fermé et 2 ouvert, en cas de besoin il suffira d'ouvrir 1 tout en évitant la tranche morte bien sûr [3].

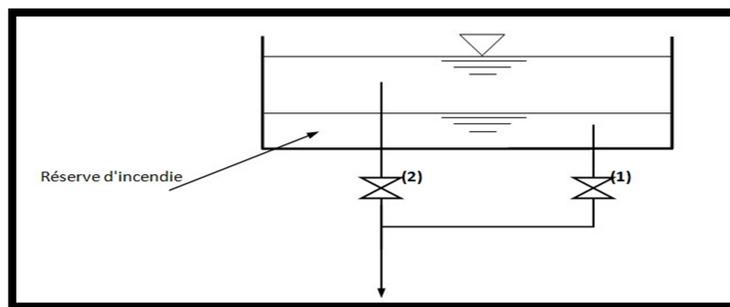


Figure III . 6 : Système de deux prises

Mais le dispositif le plus employé est celui en siphon Figure (III-7) ou en temps normal, la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 fermée, le siphon se désamorce grâce à l'évent exposé à l'air libre, ainsi lors de l'atteinte de la réserve d'incendie, il suffira d'ouvrir la vanne 2. [3]

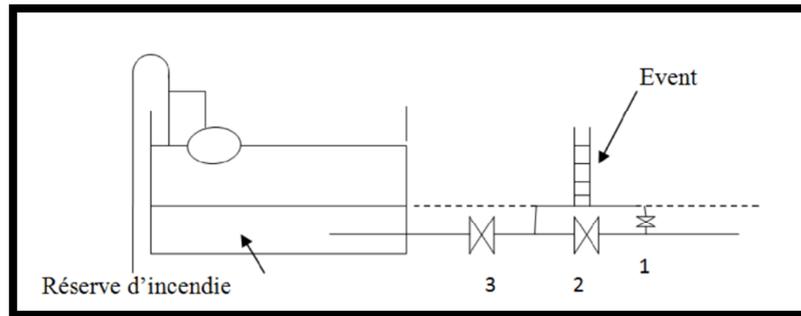


Figure III . 7 : Système à Siphon

III.7-Choix du type de réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et tenant compte de l'emplacement disponible, on opte pour des réservoirs circulaires semi enterrés offrant plusieurs avantages, dont [3] :

- Economie sur les frais de construction,
- Etude architecturale très simplifiée,
- Ethnocentrie plus facile à réaliser,
- Conservation de l'eau se fait à une faible variation de température,
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économiques.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts,
- À l'abri des contaminations,
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- À l'abri des pluies et des poussières.

III.8-Capacité de réservoir

La capacité de réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part du mode d'adduction, et d'autre part, de la variabilité de la consommation journalière de réservoir de l'agglomération.

La répartition du débit d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation d'éventuelles pannes et l'entretien au niveau de la station de pompage, en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ, où le prix d'énergie est élevé . [5]

Le calcul de la capacité du réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique.

III.8.1-Méthode graphique

Pour estimer la capacité d'un réservoir par la méthode graphique, il est exigé de connaître la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport. Pour tracer la courbe d'apport, il faut connaître le temps de fonctionnement de la pompe. En fixant la durée de fonctionnement des pompes au bout de ce temps les pompes doivent refouler 100% du débit maximum journalier. [6]

III.8.2-Méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = P_{\max} (\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100} \quad (\text{III-1})$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3) ;
- P_{\max} : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
- $Q_{\max j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

Détermination de la valeur de P

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max.h}$ pour chaque zone. Le tableau de distribution du débit journalière (Annexe (01)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24h.
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée (P_{\max}) fera le pourcentage du volume stockage, Tel que :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| \quad (\text{III-2})$$

Avec :

- R^+_{\max} : Résidu maximum positif (%) ;
- R^-_{\max} : Résidu maximum négatif (%).

III.9-Volume total du réservoir

Le volume total du réservoir se calcule en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m³. Il est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

- V_T : Volume totale du réservoir (m^3) ;
- V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie (m^3).

➤ Calcul du diamètre

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{1/2} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir (m) ;
- V : Volume du réservoir ;
- H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

➤ **Calcul de la hauteur d'incendie**

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = \left(\frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D} \right)^{1/2} \quad \text{(III-5)}$$

Avec :

- H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie pris à 120 m³.

III.10-Dimensionnement des réservoirs

➤ **Capacité du réservoir :**

Ce réservoir assure une distribution vers la localité Ouled Yahia doté de 9881 habitants, $K_{max}=1.7$, avec une consommation de 2339.07.

Tableau III . 1: Dimensionnement du réservoir R1...

Heures	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h			
0-1	5	224.64	1	97.46	4		4
1-2	5	224.64	1	97.46	4		8
2-3	5	224.64	1	97.46	4		12
3-4	5	224.64	1	97.46	4		16
4-5	5	224.64	2	97.46	3		19
5-6	5	224.64	3	97.46	2		21
6-7	5	224.64	5	97.46	0		21
7-8	5	224.64	6,5	97.46		-1.5	19,5
8-9	5	224.64	6,5	97.46		-1.5	18
9-10	5	224.64	5,5	97.46		-0.5	17,5
10-11	5	224.64	4,5	97.46	0,5		18
11-12	5	224.64	5,5	97.46		-0,5	17,5
12-13	5	224.64	7	97.46		-2	15,5
13-14	5	224.64	7	97.46		-2	13,5
14-15	5	224.64	5,5	97.46		-0.5	13
15-16	5	224.64	4,5	97.46	0,5		13,5
16-17	5	224.64	5	97.46	0		13,5
17-18	5	224.64	6,5	97.46		-1,5	12
18-19	0	0	6,5	97.46		-6,5	5,5
19-20	0	0	5	97.46		-5	0,5

Tableau III .1 : Dimensionnement du réservoir R1 (suite et fin)

Heures	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
20-21	0	0	4,5	97.46		-4,5	-4
21-22	0	0	3	97.46		-3	-7
22-23	5	224.64	2	97.46	3		-4
23-24	5	224.64	1	97.46	4		0
TOTAL	100	4492.8	100	2339.07	27	-29	

$$P_{\max} \% = 21 + |-7| = 28\%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir R : } V_r = 28 \times \frac{4492.8}{100} = 1257.98 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 1257.98 + 120 = 1377.98 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir R (Ouled Yahia) est de 1400 m³.

Donc le réservoir existant de 1000 m³ ne suffit pas, on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 400 m³.

Calcul du diamètre du réservoir à projeter :

$$D = \left(\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 400}{4 \times 3.14} \right)^{1/2} = 11.28 \text{ m}$$

- **H** : Hauteur du réservoir = 4 m.
- **D** : Diamètre du réservoir.

III.11-Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les dimensions de notre réservoir et sa capacité de stockage, dans notre cas le réservoir existant est suffisant pour les besoins en eau potable de notre zone d'étude

CHAPITRE IV
ADDCUTION

IV.1-Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source de captage, soit barrage, forage ou bien ressource naturelle, à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques vers le réservoir de stockage ou de distribution.

IV.2-Types d'adduction

Selon les différents écoulements ; écoulement en charge et écoulement à surface libre on distingue trois types d'adduction : [3]

-Adduction gravitaire : la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge ou à surface libre.

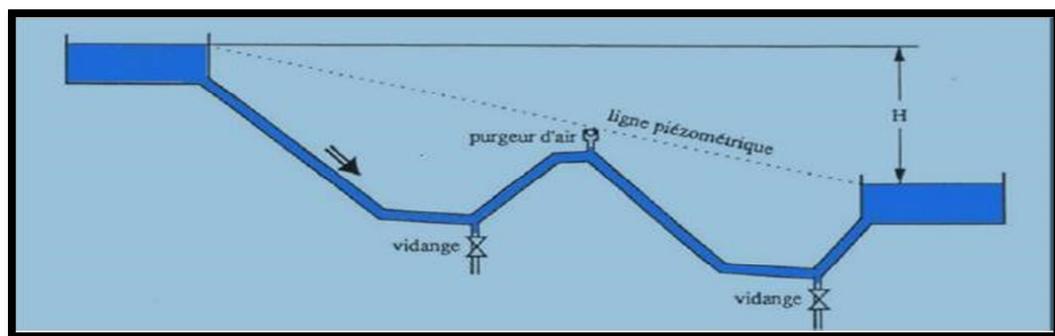


Figure IV . 1 : Adduction gravitaire

-Adduction par refoulement : la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. Un système de pompage est donc nécessaire (l'écoulement en charge).

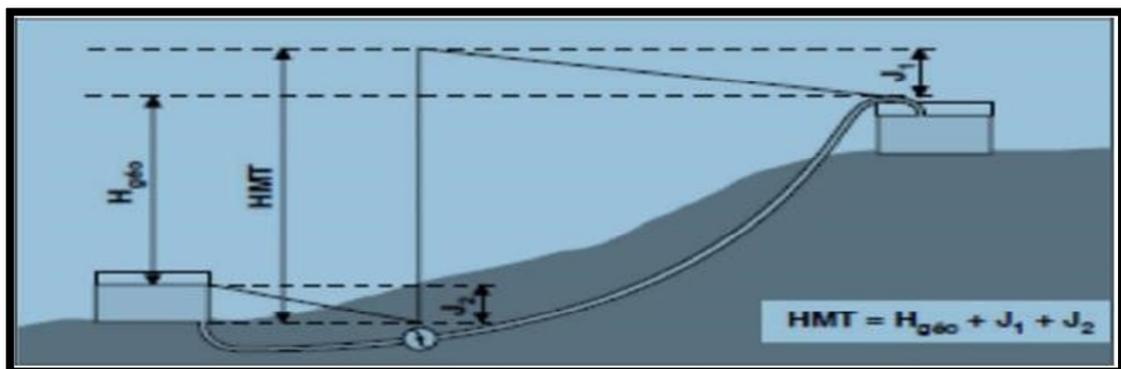


Figure IV . 2 : : Adduction par refoulement

-Adduction mixte : c'est un mélange entre adduction gravitaire et par refoulement.

IV.3-Choix du tracé

Dans le but de trouver le meilleur tracé possible, il y a lieu de tenir compte de certains impératifs d'ordre techniques et économiques [3] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Éviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et les vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Éviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible ;
- De préférence suivre la voie routière pour faciliter la maintenance ;
- Prendre en considération la nature du sol traversé ;
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

IV.4-Choix du type des conduites

Le choix du matériau des conduites pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. [7]

- ✓ Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences comme :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport.
 - la durée de vie.
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:

- Conduite en acier.
- Conduite en fonte ductile.
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle).
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans notre adduction on a opté pour des conduites en **PEHD** vu les avantages qu'il présente :

- Bonnes propriétés hydrauliques (coefficient de rugosité très faibles);
- Insensible aux mouvements de terrain;
- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité;
- Résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique;
- Fiable au niveau de branchements, pas de fuites;
- se raccorde facilement auxiliaire réseaux existants (fonte, acier ...).
- Longue durabilité (50 ans à 20°C)

IV.5-Organes et accessoires de l'adduction

IV.5.1-Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons :

- **Robinet vanne** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Figure.
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. [4]

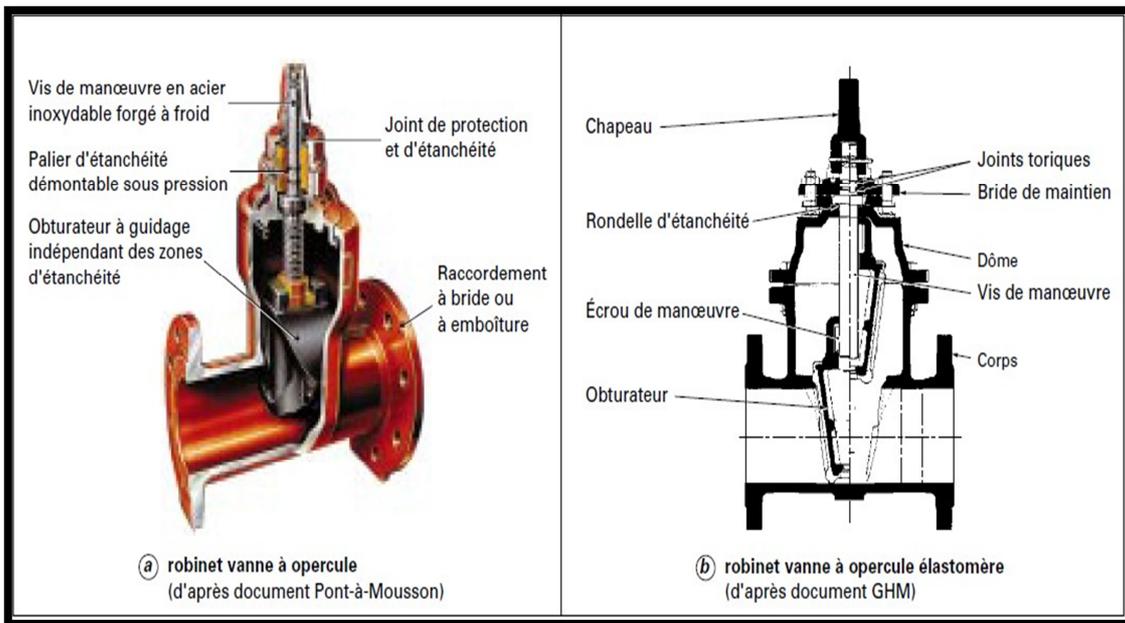


Figure IV.3 : Robinet vanne à opercule

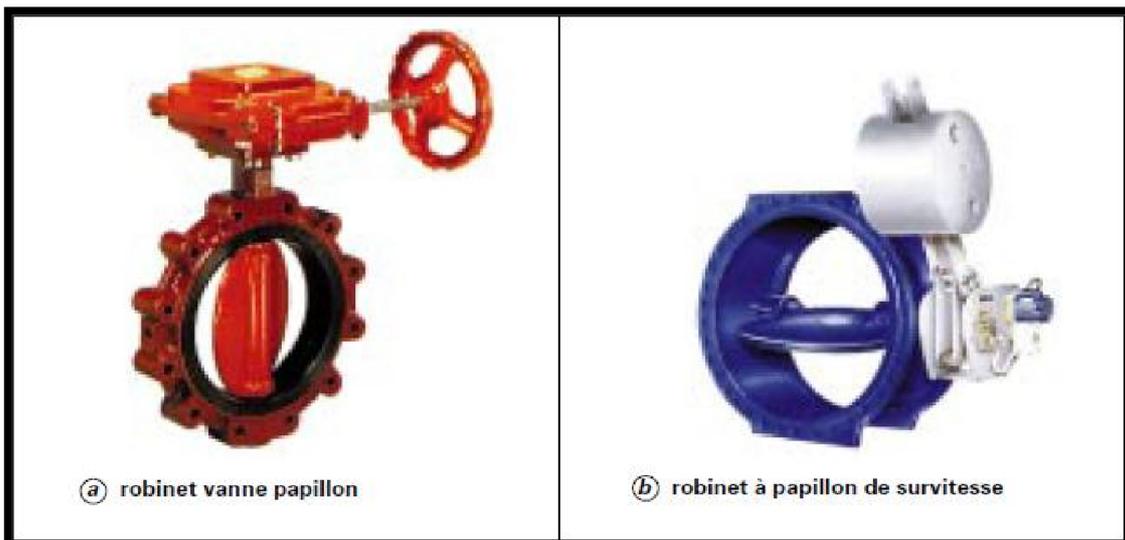


Figure IV.4 : Robinet vanne papillon

IV.5.2-Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

- **Ventouse** :sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.
- **Clapet** :destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.
- **Vanne de vidange** :joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations. [4]

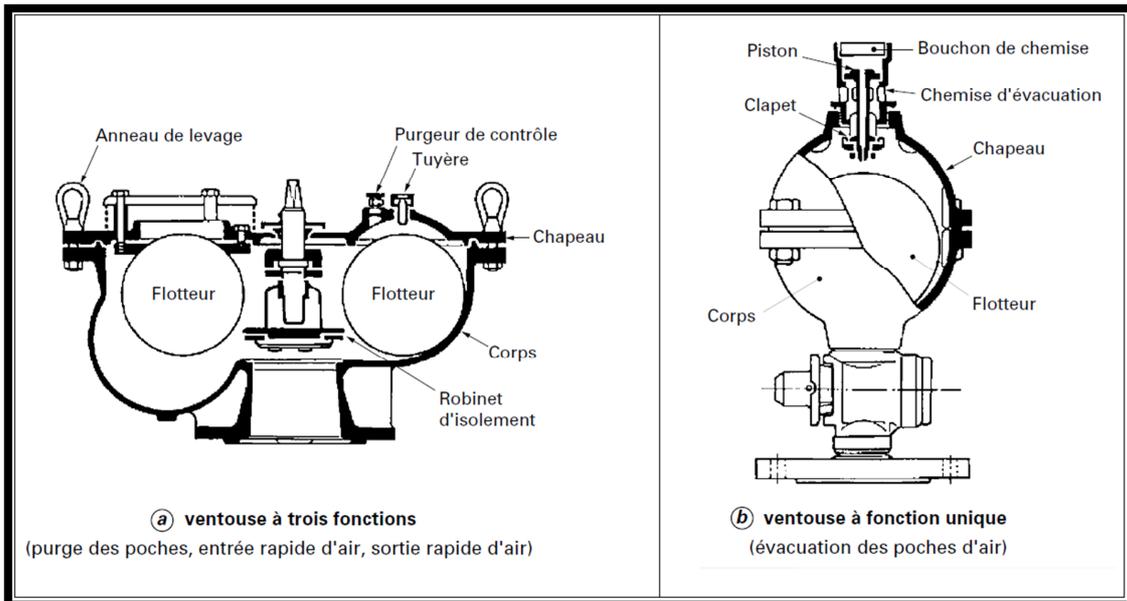


Figure IV . 5 : Ventouse

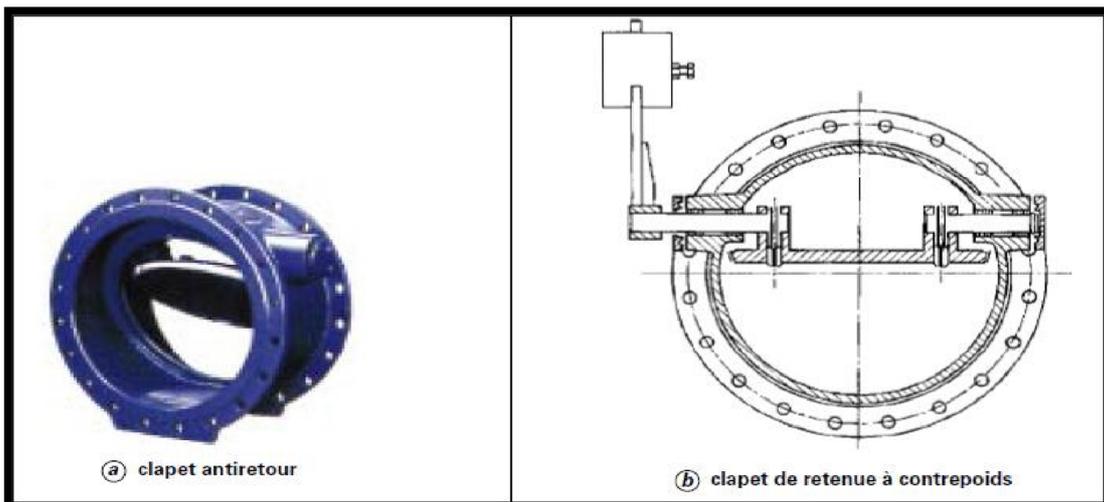


Figure IV . 6 : Clapet anti retour

IV.5.3-Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite: [4]

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.
- **Vanne de régulation de la pression aval** : son but est de fournir une pression à l'aval constant.

IV.5.4-Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions, on distingue: [4]

- **Les coudes** : destinés pour le changement de direction.
- **Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.
- **Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différents.

IV.6-Description du schéma d'adduction

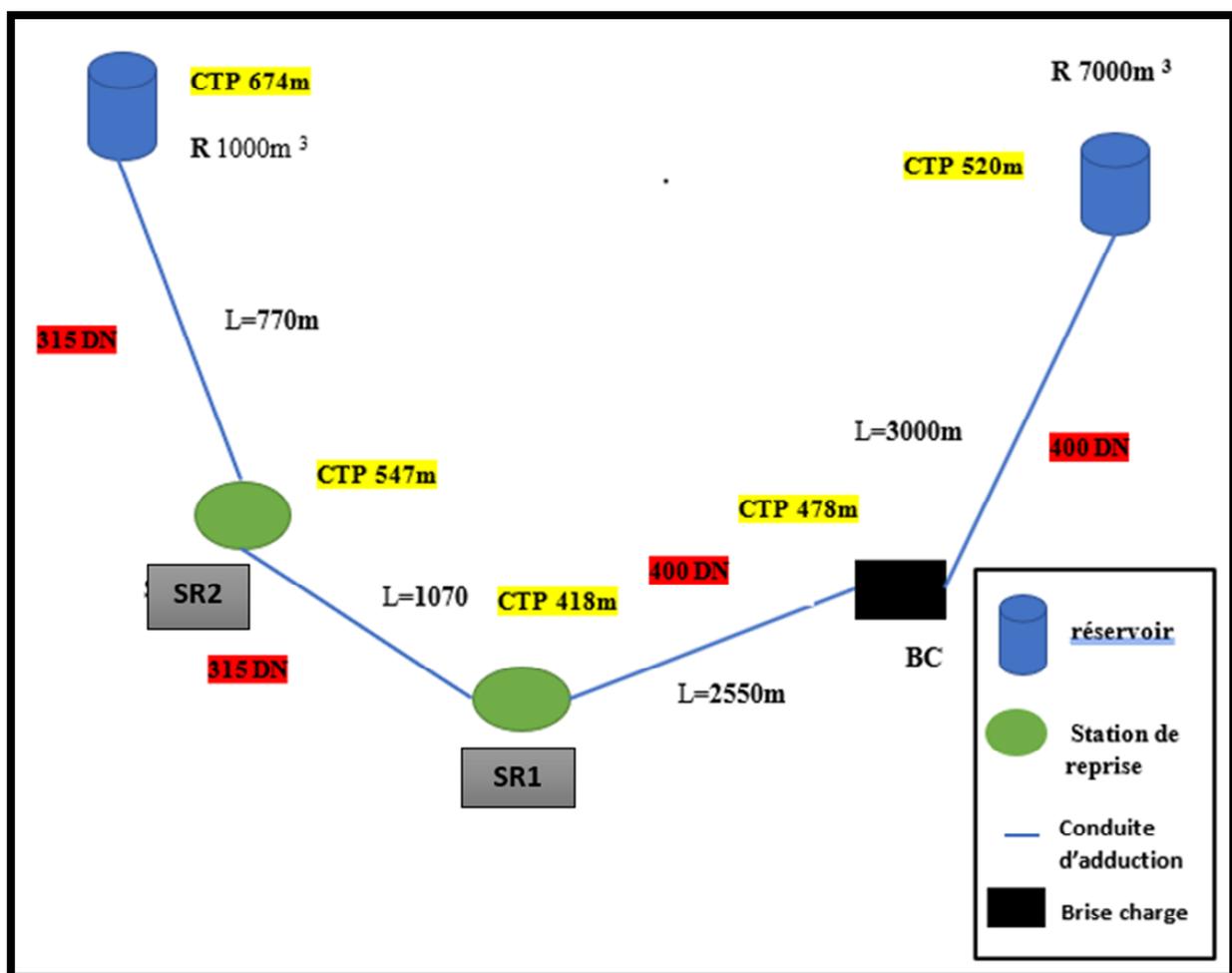


Figure IV . 7 : Schéma d'adduction

IV.7-Etude technico-économique

Si on opte pour un grand diamètre, le prix de la canalisation sera élevé et les pertes de charge diminuent, ce qui nous permet d'économiser sur le prix de la pompe à utiliser et aussi sur le prix de l'énergie nécessaire au pompage. Par contre, si on adopte un petit diamètre on fait augmenter les pertes de charges, ce qui engendre plus de dépense sur l'énergie de pompage. Donc, on a un intérêt à choisir un diamètre « D » appelé « Diamètre économique » qui résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation

Les paramètres qui interviennent dans les calculs des diamètres des conduites sont : [8]

- Le débit : Q (m³/s) ;
- La vitesse : V (m/s) ;
- La perte de charge unitaire : J (m/ml) ;
- Le diamètre : D (m).

IV.7.1-Calcul du diamètre économique

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesses à respecter, ce diamètre DN est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS :

- Formule de BONNIN : $DN1 = \sqrt{Q}$ (IV1)

- Formule de BRESS : $DN2 = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (IV-2)

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite (m) ;
- **Q** : Débit refoulé dans la conduite en (m³/s).

On prendra tous les diamètres compris entre DN1 et DN2, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 1,5 m/s. mais dans certains cas cette dernière peut aller jusqu'à 2 m/s.

IV.7.2-Calcul de la vitesse

Tenant compte de l'équation de continuité, la vitesse est déterminée par l'expression suivante:

$$Q = V \times S \qquad V = \frac{Q}{S} \qquad (IV-3)$$

On a:

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \qquad (IV-4)$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \qquad (IV-5)$$

Avec :

- **V** : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- **Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;
- **D** : Diamètre de la conduite (m).

La vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s.

IV.7.3-Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. Elles se présentent sous deux formes :

- Pertes de charge linéaires ;

- Pertes de charge singulières.

IV.7.3.1-Pertes de charges linéaires

Elles sont exprimées par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\mathbf{H_L} = \mathbf{J} \times \mathbf{L} = \boldsymbol{\lambda} \times \mathbf{L} \times \frac{\mathbf{v}^2}{2\mathbf{gD}} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- $\mathbf{H_L}$: Pertes de charge linéaires (m) ;
- \mathbf{J} : Pertes de charge unitaires (m/ml) ;
- \mathbf{L} : Longueur de la conduite (m) ;
- $\boldsymbol{\lambda}$: Coefficient de frottement de Darcy, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation ;
- \mathbf{V} : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- \mathbf{g} : Accélération de la pesanteur en (m/s²) ;
- \mathbf{D} : Diamètre de la conduite (m).

❖ Calcul du coefficient de pertes de charge λ

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges (λ) aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes, et pour plus de commodités λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (annexe (1))

✓ Régime turbulent rugueux

Il est donné par la formule de Nikuradzé :

$$\boldsymbol{\lambda} = (1.14 - 0.86 \times \ln(\frac{\mathbf{K}}{\mathbf{D}}))^{-2} \quad (\text{IV-7})$$

✓ Régime transitoire

Il est donné par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\boldsymbol{\lambda}}} = -2 \log \left[\frac{\mathbf{k}}{3.71 \times \mathbf{D}} + \frac{2.51}{\mathbf{Re} \times \sqrt{\boldsymbol{\lambda}}} \right] \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

- ❖ \mathbf{K} : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
- ❖ Pour les tubes en PEHD [8]
 - $\mathbf{K} = 0.01$ si $\mathbf{D} \leq 200$ mm
 - $\mathbf{K} = 0.02$ si $\mathbf{D} > 200$ mm

- ❖ Pour la fonte ductile $\mathbf{K} = 0.15$ mm

- \mathbf{Re} : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Re} = \frac{\mathbf{V} \times \mathbf{D}}{\boldsymbol{\nu}} \quad (\text{IV-9})$$

Avec :

- $\boldsymbol{\nu}$: Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de Stocks [8] :

$$\boldsymbol{\nu} = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 t + 0.00221 t^2} \quad (\text{IV-10})$$

Avec :

- \mathbf{t} : Température de l'eau en degré

Pour :

- ❖ $\mathbf{T} = 10$ °C : $\boldsymbol{\nu} = 1.31 \times 10^{-6}$ m²/s
- ❖ $\mathbf{T} = 20$ °C : $\boldsymbol{\nu} = 1.00 \times 10^{-6}$ m²/s

$$\diamond T = 30 \text{ }^\circ\text{C} : \nu = 0.08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

IV.7.3.2-Pertes de charge singulière

Les pertes de charge singulières H_S , sont celles occasionnées par des singularités (coudes, vannes, etc). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile

$$\diamond \text{ Pour la PEHD} \quad \mathbf{H_S = 0.1 \times H_L} \quad \mathbf{(IV-11)}$$

Avec :

- H_S : Pertes de charge singulières (m)

IV.7.3.3-Pertes de charge totale

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L , donc on aura .

$$\diamond \text{ Pour la PEHD} \quad \mathbf{H_T = 1.1 \times H_L = 1.1 \times J \times L} \quad \mathbf{(IV-12)}$$

IV.8-Calcul hydraulique

IV.8.1-Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (H_{mt})

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement, elle est donnée par la relation suivante

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + H_t} \quad \mathbf{(IV-13)}$$

Avec :

- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- H_t : Perte de charge totale.

IV.8.2-Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe. Elle est déterminée par la formule suivante :

$$\mathbf{P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta}} \quad \mathbf{(IV-14)}$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe en (%), $\eta = 75 \%$;
- Q : Débit refoulé en (m^3/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s^2) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

IV.8.3-Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$\mathbf{E} = \mathbf{P}_a \times \mathbf{t} \times \mathbf{365} \quad (\text{IV-15})$$

Avec :

- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh),
- **P_a** : Puissance absorbée par la pompe (KW),
- **t** : Temps de pompage par jour (t = 20 h).

IV.8.4-Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante [8] :

$$\mathbf{F}_{\text{exp}} = \mathbf{E} \times \mathbf{e}' \quad (\text{IV-16})$$

Avec :

- **F_{exp}** : Frais d'exploitation (DA),
- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh),
- **e'** : Prix unitaire du KWh. Fixé par la SONELGAZ (4.67DA)

IV.8.5-Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante [8]:

$$\mathbf{F}_{\text{am}} = \mathbf{P}_u \times \mathbf{A} \times \mathbf{L} \quad (\text{IV-17})$$

Avec :

- **P_u** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- **A** : Amortissement annuel (Annuité) :

$$\mathbf{A} = \frac{\mathbf{i}}{(\mathbf{i}+1)^{\mathbf{n}} - 1} + \mathbf{i} \quad (\text{IV-18})$$

Avec:

- **A** : Amortissement annuel ;
- **i** : Taux d'annuité (i = 8 %) ;
- **n** : Nombre d'années d'amortissement (n=30 ans).

D 'ou :

$$\mathbf{A} = \frac{0.08}{(1.08)^{30} - 1} + 0.08 = 0.0888$$

Soit :

$$\mathbf{A} = 0.088$$

IV.8.6-Calcul du bilan

Le bilan est calculé par la formule suivante [8]:

$$\mathbf{B}_L = \mathbf{F}_{\text{exp}} + \mathbf{F}_{\text{am}} \quad (\text{IV-19})$$

IV.8.7-Prix unitaire des différents diamètres*Tableau IV . 1 : Prix unitaires des conduites en PEHD PN 16*

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

IV.9-Calcul des conduites gravitaires

Pour le calcul des conduites gravitaires, quatre paramètres interviennent : Le débit (Q), la vitesse (V), les pertes de charge (H) et le diamètre (D) .

Le principe du dimensionnement d'une adduction gravitaire consiste à trouver le diamètre qui permet la dissipation de toute la charge disponible (Hg) avec une vitesse acceptable

$$HT \leq Hg$$

IV.10-Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction**IV.10.1-Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction (partie gravitaire)**

✓ *Tronçon 1 RI-BC*

On a :

- Q = 0.052 m³/s,
- L = 3000 m,
- Hg = 42 m,

❖ Calcul du diamètre

$$\text{➤ } D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.052}{3.14 \times 1.5}} = 0.210 \text{ m}$$

$$\text{➤ } D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.052}{3.14 \times 0.5}} = 0.363 \text{ m}$$

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD sont : 250 mm (PN16) ,315 mm (PN16).400 mm (PN16)

❖ *Calcul des pertes de charge totales*

Tableau IV . 2: Calcul de la Ht du tronçon (R1-BC)

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V(m/s)	Re	λ	H_L	L (m)	Ht (m)	Hg(m)
0.250	0.204	1.59	324360	0.1005	352.310	3000	209.48	42
0.315	0.257	1.002	257514	0.0888	98.330	3000	58.348	42
0.400	0.327	0.619	202413	0.0775	27.45	3000	15.27	42

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir de BOUSSIABA vers la brise de charge . Une condition doit être vérifiée, celle de $H_t \leq H_g$. Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 400 mm, $H_t=15.27$ est inférieur à la hauteur géométrique $H_g=42$ m. Cette condition est vérifiée avec une vitesse de 0.619 m/s.

❖ *Calcul des pertes de charge créées par la vanne*

$$H_v = H_g - H_t$$

$$H_v = 42 - 15.27 = 26.73 \text{ m}$$

➤ *Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)*

$$H_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Donc } \zeta = H_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\zeta = 26.73 \times \frac{2 \times 9.81}{0.619^2} = 1368.72$$

➤ *Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α,*

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans annexe (3).

Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de **78.81°**.

✓ *Tronçon 2 BC-SR1*

- $Q = 0.052 \text{ m}^3/\text{s}$,
- $L = 2550 \text{ m}$,
- $H_g = 60 \text{ m}$,
- $D = 0.210$
- $D = 0.363$

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD sont : 250 mm (PN16) ,315 mm (PN16).400 mm (PN16)

❖ *Calcul des pertes de charge totales*

Tableau IV . 3: Calcul de la H_t du tronçon (R1-BC)

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V(m/s)	Re	λ	H_L	L (m)	Ht (m)	Hg(m)
0.250	0.204	1.59	324360	0.1005	352.310	2550	178.06	60
0.315	0.257	1.002	257514	0.0888	98.330	2550	49.59	60
0.400	0.327	0.619	202413	0.0775	27.45	2550	12.98	60

L'eau s'écoule gravitairement du la brise de charge vers SR1. Une condition doit être vérifiée, celle de $H_t \leq H_g$. Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de 400 mm,

Ht=12.98 est inférieur à la hauteur géométrique Hg=60m. Cette condition est vérifiée avec une vitesse de 0.619 m/s.

IV.10-2 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction (partie refoulement)

✓ Tronçon SR 1-SR2

On a :

- $Q = 0.052 \text{ m}^3/\text{s}$,
- $L = 1070 \text{ m}$,
- $H_g = 129 \text{ m}$,
- $DBONNIN = 0.228 \text{ m}$,
- $DBRESS = 0.342 \text{ m}$.

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD sont : 250 mm (PN16) ,315 mm (PN16).

A .Calcul de HMT

Tableau IV . 4 : Calcul de la Hmt du tronçon (SR 1-SR2)

Dext (m)	V(m/s)	Re	λ	H_L	L (m)	Ht (m)	Hmt (m)
0.250	1.59	324360	0.1005	67.920	1070	74.71	203.71
0.315	1.002	257514	0.0888	18.960	1070	20.85	149.85

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau IV . 5 : Frais d'exploitation du tronçon (SR 1-SR2)

Dext (m)	Q (m ² /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
0.250	0.052	203.71	138.555	1011454.370	4723491.923
0.315	0.052	149.85	101.920	744030.42	3474622.084

C. Calcul des frais d'amortissement

Tableau IV . 6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR 1-SR2)

Dext (m)	Prix (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0.250	5226.50	1070	0.088	492127.240
0.315	8026.99	1070	0.088	755821.378

D. Frais Bilan

Tableau IV . 7: Bilan global des frais du tronçon (SR 1-SR2)

Dext (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0.250	1.59	4723491.923	492127.240	5215619.163
0.315	1.002	3474622.084	755821.378	4230443.462

Le diamètre le plus économique est **315** mm en **PEHD PN16** avec une vitesse acceptable de **1,002** m/s et une **HMT** de **149,85** m.

✓ Tronçon 3 : SR2-R2

On a :

- $Q = 0.052 \text{ m}^3/\text{s}$,

- $L = 770$ m,
- $H_g = 127$ m,
- $DBONNIN = 0.235$ m,
- $DBRESS = 0.353$ m.

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD sont : 250 mm (PN16) ,315 mm (PN16).

A. Calcul de HMT

Tableau IV . 8 : Calcul de la Hmt du tronçon (SR2-R2)

Dext (m)	V(m/s)	Re	λ	H_L	L (m)	Ht (m)	H_{mt} (m)
0.250	1.59	324360	0.1005	48.88	770	53.77	180.77
0.315	1.002	257514	0.0888	13.640	770	15.006	142.006

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau IV . 9 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2-R2)

Dext (m)	Q (m ² /s)	H_{mt} (m)	P_a (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)
0.250	0.052	180.77	122.95	897553.419	4191574.868
0.315	0.052	142.006	96.59	705083.647	3292740.632

C. Calcul des frais d'amortissement

Tableau IV . 10 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2-R2)

Dext (m)	Prix (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0.250	5226.50	770	0.088	354147.640
0.315	8026.99	770	0.088	543908.842

D. Frais Bilan

Tableau IV . 11 : Bilan global des frais du tronçon (SR2-R2)

Dext (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0.250	1.59	4191574.868	354147.640	4545722.508
0.315	1.002	3292740.632	543908.842	3836649.474

Le diamètre le plus économique est **315** mm en **PEHD PN16** avec une vitesse acceptable de **1,002**m/s et une **HMT** de **142.006**m.

IV.11-Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons

Tableau IV . 12 : Tableau récapitulatif des diamètres choisis

Type d'adduction	Tronçon	Type des matériaux de la conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)
Gravitaire	R1-BC	PEHD (PN16)	3000	400
Gravitaire	BC-SR1	PEHD (PN16)	2550	400
Refoulement	SR 1-SR2	PEHD (PN16)	1070	315
	SR2-R2	PEHD (PN16)	770	315

IV.12-Conclusion

Dans ce chapitre consacré à l'adduction, nous avons fait une étude globale technicoéconomique pour dimensionner les différents tronçons gravitaire et par refoulement dont la longueur totale est de 7390 m divisée en quatre parties. La première partie (réservoir boussiaba vers la brise de charge) est de longueur de 3000 m avec des conduites en PEHD PN16 de diamètre de 400 mm, la deuxième partie (brise de charge vers la station de reprise 1) est de longueur 2550 m avec des conduites en PEHD PN16 de diamètre de 400 mm et la troisième partie (la station de reprise 1 vers la station de reprise 2) de longueur 1070 m avec des conduites en PEHD PN16 de diamètre de 315 mm. et la quatrième partie (la station de reprise 2 vers le réservoir 2) de longueur 770 m avec des conduites en PEHD PN16 de diamètre de 315 mm

CHAPITRE V

LES POMPES

V.1-Introduction

Une pompe hydraulique est une machine destinée à augmenter l'énergie du fluide pompé, en convertissant l'énergie mécanique en énergie hydraulique, c'est-à-dire que l'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Dans ce présent chapitre nous allons choisir les pompes qui conviennent aux caractéristiques des conduites.

V.2-Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [9] :

V.2.1-Les pompes volumétriques

L'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide. Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, qu'elles élèvent à de faibles débits à des pressions élevées. On distingue les pompes alternatives (à piston, à diaphragme,...) et des pompes rotatives (à vis, à engrenage, à palettes hélicoïdales, péristaltiques ...).

V.2.2-Les turbopompes

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge. Ce sont les plus employées. On distingue :

- Pompe axiale à hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge;
- Pompe centrifuge.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour les avantages suivants :

- ❖ Elles refoulent de grands débits à des hauteurs importantes,
- ❖ Elles constituent des groupes légers, moins chers, d'un rendement acceptable et peu encombrantes, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies sur les bâtiments abritant les installations de pompage.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue

- Pompe centrifuge radiale,
- Pompe centrifuge semi axiale.
 - Suivant le nombre de roues
- Monocellulaire,
- Multicellulaire.
 - Suivant la position de son axe
- Pompe à axe horizontal,
- Pompe à axe vertical.

V.3-Choix des pompes

Le choix des pompes se fera en fonction des paramètres suivant : [10]

- Le débit; c'est le débit que la pompe est appelée à assurer
- La hauteur manométrique totale (HMT) ; c'est la hauteur à laquelle la pompe devra élever le débit.
- Le rendement (η) ; il est préférable, si possible, que la pompe fonctionne dans la zone là où le rendement est maximal, afin d'éviter les pertes d'énergie.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.

V.4-Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes dans la figure (V.9) suivantes [11]:

V.5-1-La courbe hauteur-débit $H=f(Q)$

Elle représente les variations de différentes hauteurs en fonction du débit.

V.5-2-La courbe rendements-débit $\eta = f(Q)$

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

V.4-3-La courbe des puissances absorbée -débit ($P=f(Q)$)

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits

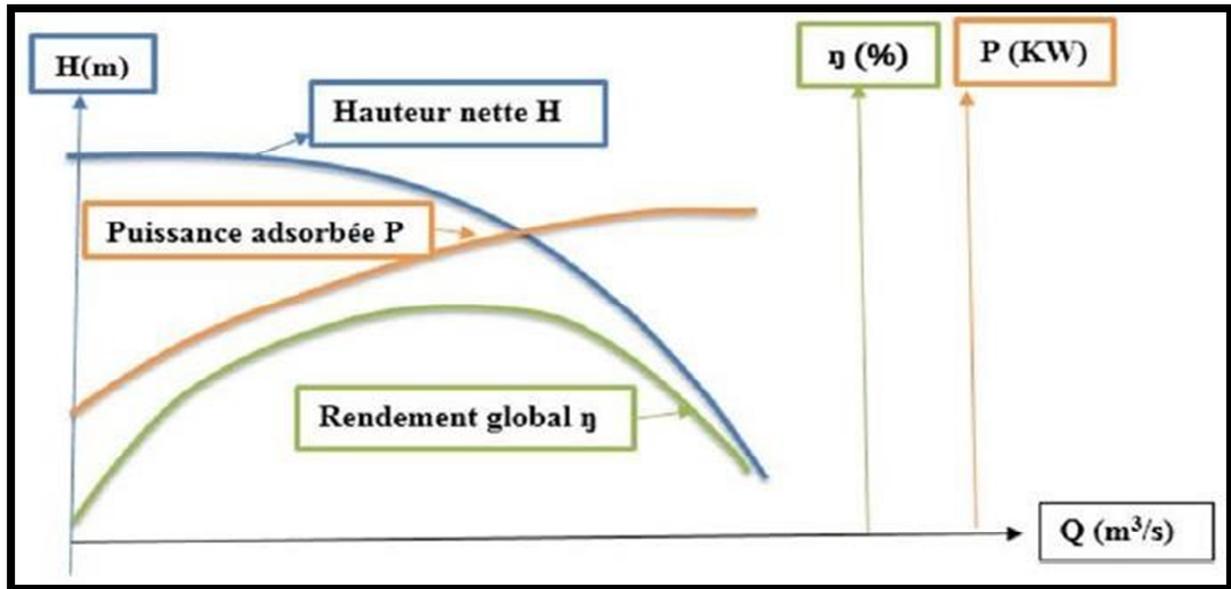


Figure V. 1 : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V.5-Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est celui où il y a égalité arithmétique pour un débit donné, entre la Hmt de la pompe d'une part et la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge dans les conduites d'autre part.

Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante : [12]

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (V-1)$$

Avec:

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;
- Q : Débit (m^3/j) ;
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) .

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (V-2)$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ;

- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement [4]

Le point de fonctionnement (P) est défini comme étant le point d'intersection de la courbe de la pompe « $H=f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c=f(Q)$ » comme représenté dans la figure (V-2) ci-dessous :

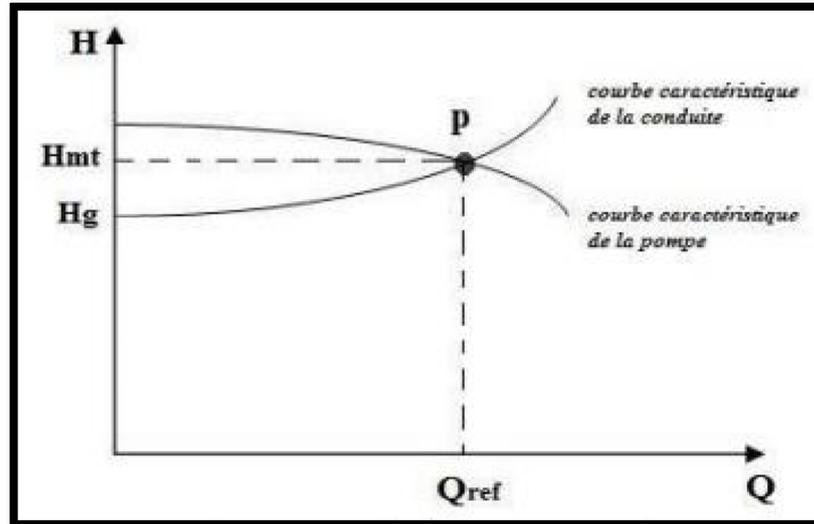


Figure V. 2 : Point de fonctionnement d'une pompe

Lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déjà définis, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail de notre projet. Le point de fonctionnement peut être obtenu par modification de l'une des caractéristiques suivantes :

V.5.1-Première variante : Modification du temps de pompage

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de tel façon à ce que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même pour cela on utilise la formule qui suit :

- Le volume d'eau sera :

$$Q_1 \times T_1 = C_{ste} \quad (V-3)$$

- Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q' pendant un temps T' .

Donc on peut écrire :

$$Q_1 \times T_1 = Q' \times T' \quad (V-4)$$

D'où

$$\mathbf{T' = Q_1 \times T_1 / Q'} \quad \mathbf{(V-5)}$$

Avec :

T' : Nouveau temps de pompage ;

T₁ : Temps de pompage, pour notre cas c'est 20 h ;

Q' : Débit au point de fonctionnement après changement du temps de pompage ;

Q₁ : Débit au point désiré .

La puissance absorbée sera :

$$\mathbf{P_a = \frac{g \times Q' \times H_1}{\eta}} \quad \mathbf{(V-6)}$$

V.5.2-Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage)

Cette méthode se fait en acceptant la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$, et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$\mathbf{P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta}} \quad \mathbf{(V-7)}$$

Avec :

$$\mathbf{H' = H_1 + h}$$

Ou :

- **H₁** : Distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe ;
- **H'** : Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- **η** : Rendement (%) ;
- **P_a** : Puissance absorbée par la pompe ;
- **Q₁** : Débit au désiré.

V.5.3-Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 , celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_2 (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$\mathbf{m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2}} \quad \mathbf{(V-8)}$$

Avec :

- **m** : Coefficient de rognage

Le pourcentage de rognage sera de :

$$\mathbf{r = 1 - m (\%)} \quad \mathbf{(V-9)}$$

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

V.5.4-Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (Courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q3, H3), on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation est [4] :

$$\mathbf{N' = N \times Q1/Q3 \quad (Tr/min)} \quad \mathbf{(V-10)}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$\mathbf{P_a = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta}}$$

Avec :

- **N** : Vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;
- **N'** : Nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;
- **η** : Rendement (%) ;
- **P_a** : Puissance absorbée par la pompe ;
- **Q1** : Débit au point désiré ;
- **Q3** : Débit au point homologue de P1.

V.6-Couplage des pompes

Si le débit et la hauteur manométrique totale ne peuvent être assurés par une seule pompe, on doit procéder au couplage de deux ou plusieurs pompes. Ce couplage doit être effectué de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplage : le couplage en parallèle et celui en série [8]

V.6.1-Couplage en série

Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre, et le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe de celle d'après pour avoir au niveau de la sortie de la dernière une hauteur d'élévation égale à la somme des hauteurs de l'ensemble de la série, en gardant le débit sensiblement constant. Ce mode est utilisé pour des hauteurs d'élévation importantes ou des hauteurs d'élévation variables dans le temps [8].

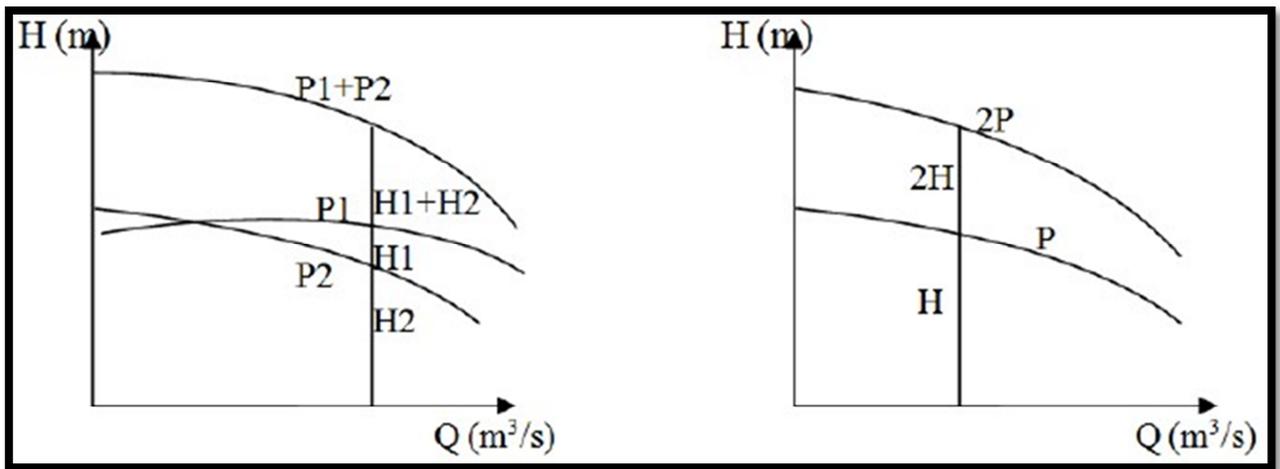
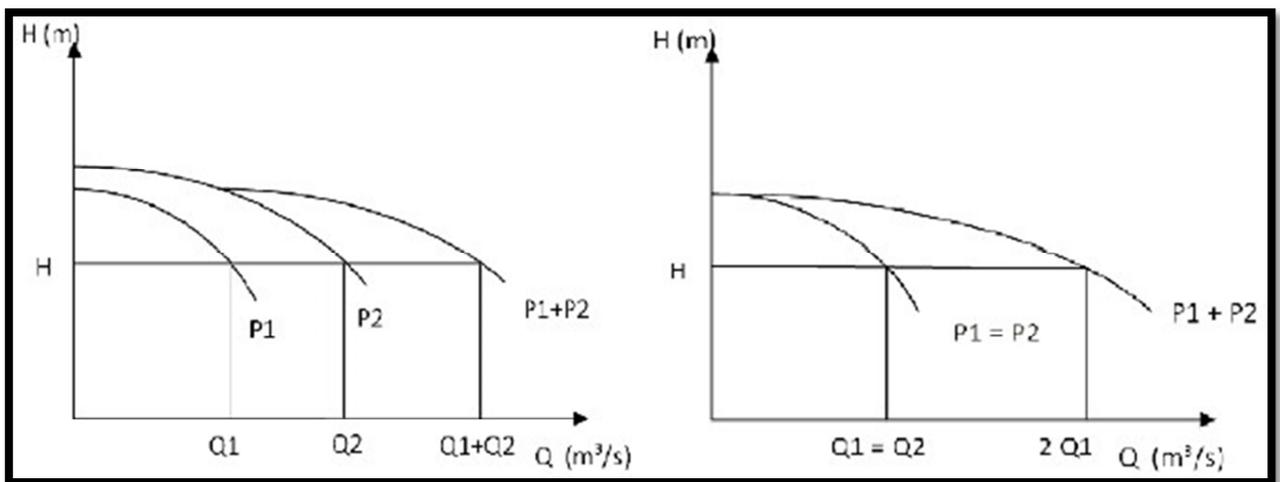


Figure V. 3 : Couplage en série.

V.6.2-Couplage en parallèle

Dans ce type de couplage, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation et réunissent l'eau refoulée dans une même canalisation.[8].



Pompes différentes

Pompes identiques

Figure V. 4 : Couplage en parallèle

V.7-Phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation,) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe. Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue P_a à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise NPSHr. [3]

$$\text{NPSH}_r = \frac{P_0}{\omega} - h_v$$

Où :

$\frac{P_0}{\omega}$ Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;

$-h_v$: Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

Deux cas sont possible (voir les figures suivant) :

❖ **Aspiration en dépression :**

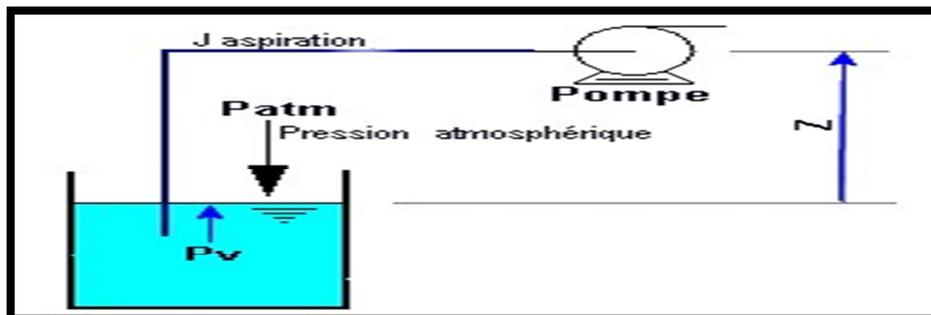


Figure V. 5: calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

❖ **Aspiration en charge :**

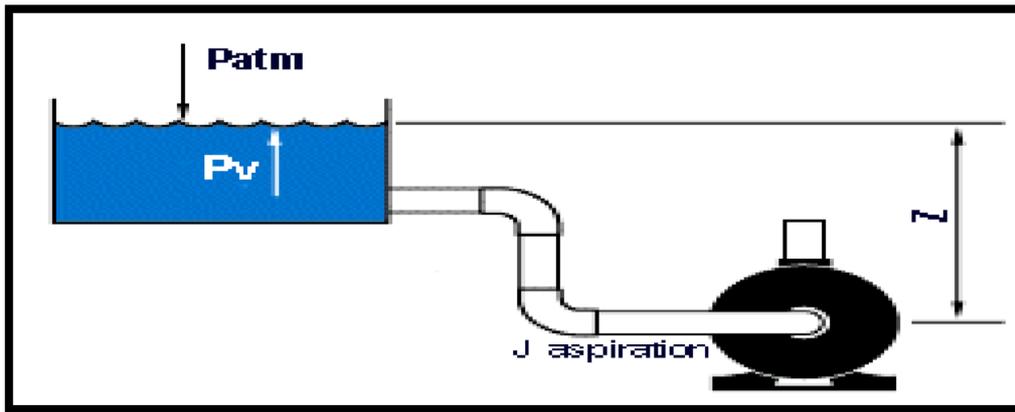


Figure V. 6 : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

Où, le $NPSH_d$: représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - H_a - (j_a + j_v) \text{ (Aspiration en dépression)}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} + H_a - (j_a + j_v) \text{ (Aspiration en charge)}$$

- $\frac{P_0}{\omega}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e);
- **H_a** : Hauteur d'aspiration en m;
- **J_a** : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

Les différentes tensions de vapeur sont données ans le tableau ci-après :

Tableau V. 1 : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
H_v	0.06	0.083	0.125	0.24	0.23	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

La figure(V-7): ci-après présente le phénomène de la cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge :



Figure V. 7 : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

V.8-Choix des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons un logiciel « CAPRARI PUMP TUTOR », au lieu des catalogues car il est plus pratique, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation de l'eau.
- Le rendement de la pompe.
- Le coût.
- Le type de la pompe.

V.8.1-SR1-SR2

V.8.1.1-Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 52 \text{ l/s}$,
- Hauteur géométrique : $H_g = 129 \text{ m}$,
- Hauteur manométrique total : $H_{mt} = 149.85 \text{ m}$.

V.8.1.2-Caractéristiques de la pompe

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe multicellulaire de type (PM 100/ 3 A) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe (5)) et le tableau (V-1) ci-après :

Tableau V. 2: Caractéristiques de la pompe du SRI

N (tr/min)	η (%)	P_a (KW)	NPSH _R (m)
2900	69.20	113	8.17

- Point de fonctionnement P2 (53 l/s, 151 m),
- Point désiré P1 (52 l/s ,150 m).

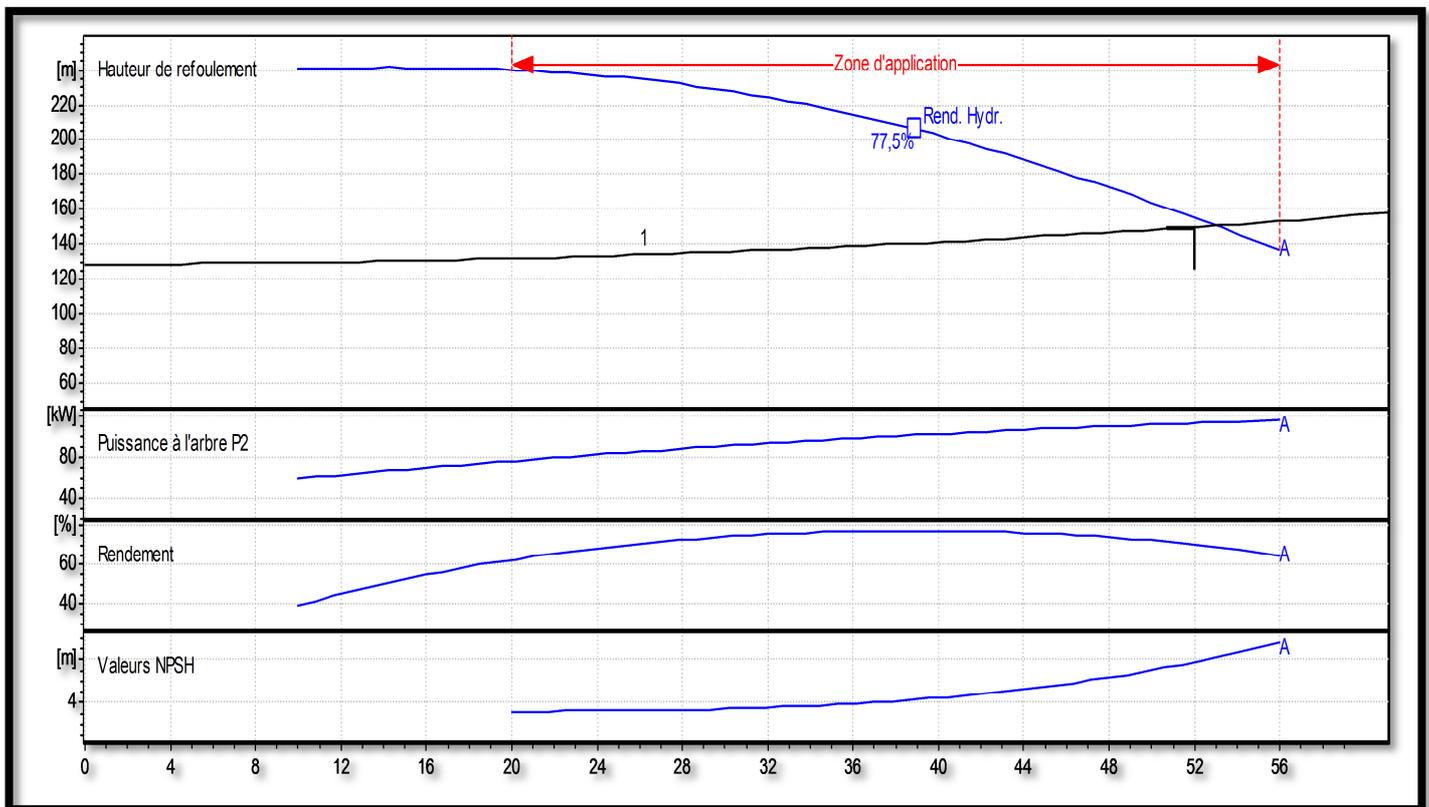


Figure V. 8 : Point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SRI.

D’après la figure (V-8), le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d’où, nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

A-Modification du temps de pompage

Afin d’adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$Q1 \times T1 = Q' \times T' \quad \text{d'où :} \quad T' = 20 \times \frac{52}{53} = 19.62h$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta}$$

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.053 \times 151}{0.692}$$

$$P_a = 113.45 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \quad E = P_a \times t \times 365 \quad F_{\text{exp}} = 113.45 \times 19.62 \times 365 \times 4.67$$

$$\text{D'où :} \quad F_{\text{exp}} = 3794139.095 \text{ DA}$$

B-Régulation par étouffement (le vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 151 - 150 = 1 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta}$$

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.052 \times 150}{0.692}$$

$$P_a = 110.57 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \quad E = P_a \times t \times 365 \quad F_{\text{exp}} = 110.57 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$\text{D'où :} \quad F_{\text{exp}} = 3769441.87 \text{ DA}$$

C-Rognage de la roue

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

D-Modification de la vitesse de rotation de la pompe

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2} \text{ (tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H_3 = 0.055 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit : $H_p = a \times Q^2 + b$

Pour

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0 \text{ l/s, } H = 241 \text{ m} \\ \\ Q = 53 \text{ l/s, } H = 151 \text{ m} \end{array} \right\} \text{D'où, } 151 = a \times (53)^2 + 241 ; \text{ donc } a = - 0.0320$$

Ce qui donne : $H_p = - 0.0320 Q^2 + 241$

On pose : $H_p = H_3 \quad - 0.0320 Q^2 + 241 = 0.055 \times Q^2$

On trouve $Q_3 = 52.63 \text{ l/s, } H_3 = 152.34\text{m,} \quad P_3 (52.63 ,152.34)$

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2} = \frac{2900 \times 52}{52.63} = 2865.28 (\text{tr/min})$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.052 \times 150}{0.692} \quad P_a = 110.57 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \quad E = P_a \times t \times 365 \quad F_{exp} = 110.57 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

D'où : $F_{exp} = 3769441.87 \text{ DA}$

- **Notre choix se portera sur modification de la vitesse de rotation de la pompe qui présente la variante la plus économique**

V.8.1.3-Etude de la cavitation

- La côte du plan d'aspiration : $C_a = 418 \text{ m,}$
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m,}$
- Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable),
- $NPSH_r = 8.17\text{m.}$

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0016 \times C_a) = 10.33 - (0.0016 \times 418) = 9.66\text{m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + h_v) = 9.66 + 1 - (0 + 0.24) = 10.42 \text{ m}$$

$(NPSH)_d > NPSH_r$ alors la pompe est hors domaine de cavitation.

V.8.2-SR2-R2***V.8.2.1-Caractéristiques de la conduite***

- Débit véhiculé : $Q = 52 \text{ l/s}$,
- Hauteur géométrique : $H_g = 127 \text{ m}$,
- Hauteur manométrique total : $H_{mt} = 142.006 \text{ m}$.

V.8.2.2-Caractéristiques de la pompe

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe multicellulaire de type (PM 100/ 3 A) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe (5)) et le tableau (V-3) ci-après :

Tableau V . 3: Caractéristiques de la pompe du SR2

N (tr/min)	η (%)	P_a (KW)	$NPSH_R$ (m)
2900	67.10	115	8.90

➤ Point de fonctionnement P2 (54.6 l/s, 143 m),

➤ Point désiré P1 (52 l/s ,142 m).

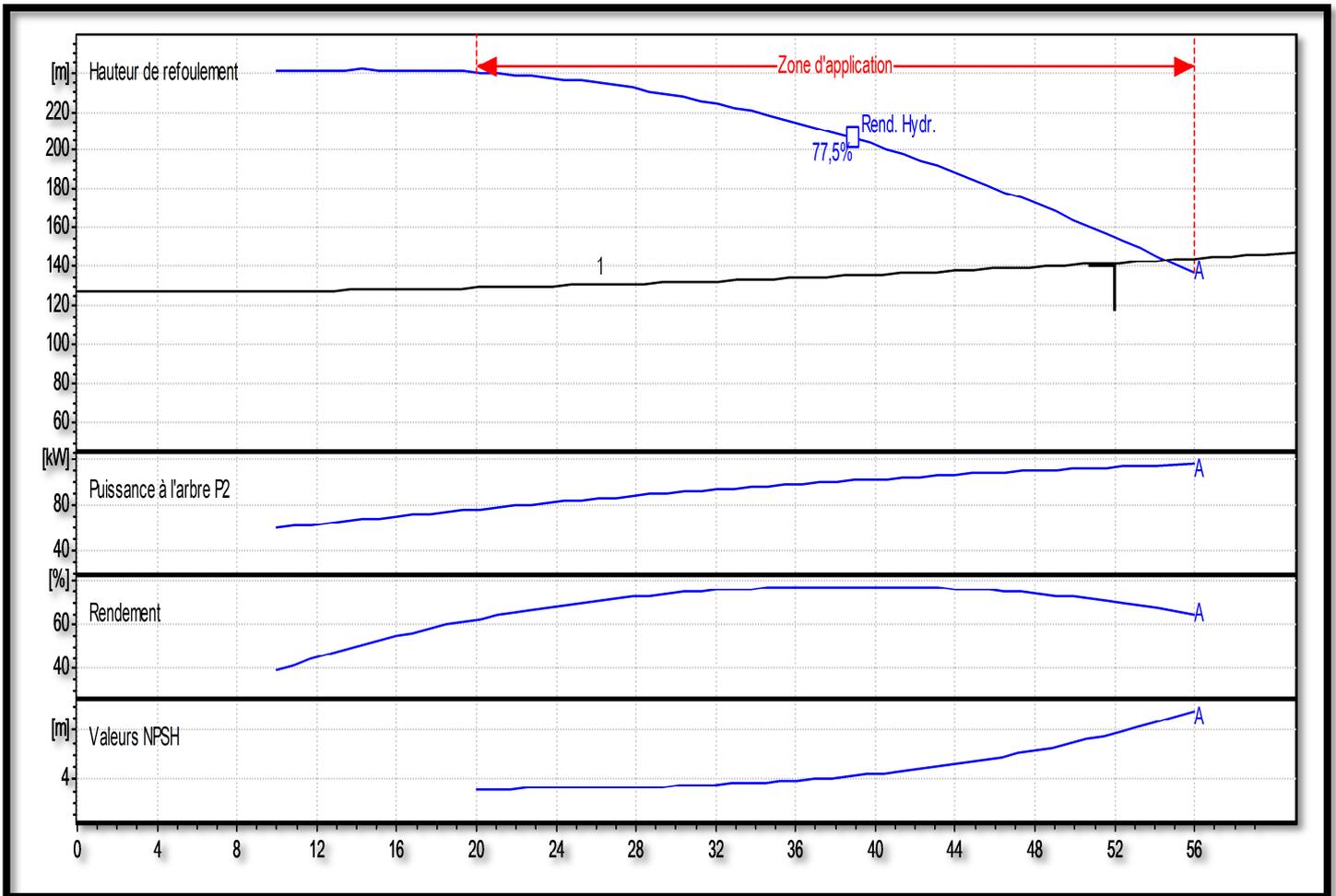


Figure V. 9 : Point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR2.

D’après la figure (V-9), le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d’où, nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

A-Modification du temps de pompage

Afin d’adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$Q1 \times T1 = Q' \times T' \quad \text{d'où :} \quad T' = 20 \times \frac{52}{54.6} = 19.04\text{h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q2 \times H2}{\eta} \quad P_a = \frac{9.81 \times 0.0546 \times 143}{0.671}$$

$$P_a = 114.14 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \quad E = Pa \times t \times 365 \quad F_{exp} = 114.14 \times 19.04 \times 365 \times 4.67$$

D'où : $F_{exp} = 3704371.696 \text{ DA}$

B-Régulation par étouffement (le vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 143 - 142 = 1 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} \quad P_a = \frac{9.81 \times 0.052 \times 142}{0.671}$$

$$P_a = 107.95 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \quad E = Pa \times t \times 365 \quad F_{exp} = 107.95 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

D'où : $F_{exp} = 3680123.45 \text{ DA}$

C-Rognage de la roue

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

D-Modification de la vitesse de rotation de la pompe

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2} \text{ (tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \quad H_3 = 0.052 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit : $H_p = a \times Q^2 + b$

Pour

{

$Q = 0 \text{ l/s}, \quad H = 241 \text{ m}$

$Q = 54.60 \text{ l/s}, \quad H = 143 \text{ m}$

D'où, $143 = a \times (54.6)^2 + 241$; donc $a = - 0.0320$

Ce qui donne : $H_p = - 0.0320 Q^2 + 241$

On pose : $H_p = H_3 \quad - 0.0320 Q^2 + 241 = 0.052 \times Q^2$

On trouve $Q_3 = 53.56 \text{ l/s}$, $H_3 = 149.17\text{m}$, $P_3 (53.56 , 149.17)$

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2} = \frac{2900 \times 52}{54.60} = 2761.90 \text{ (tr/min)}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.052 \times 142}{0.617} \quad P_a = 107.95 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \quad E = P_a \times t \times 365 \quad F_{\text{exp}} = 107.95 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

D'où : $F_{\text{exp}} = 3680123.45\text{DA}$

- **Notre choix se portera sur modification de la vitesse de rotation de la pompe qui présente la variante la plus économique**

V.8.2.3-Etude de la cavitation

- La côte du plan d'aspiration : $C_a = 426 \text{ m}$,
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$,
- Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable),
- $NPSH_r = 8.90\text{m}$.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0016 \times C_a) = 10.33 - (0.0016 \times 426) = 9.62\text{m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + h_v) = 9.62 + 1 - (0 + 0.24) = 10.38\text{m}$$

$(NPSH)_d > NPSH_r$ alors la pompe est hors domaine de cavitation.

V.9-Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé à l'aide du catalogue CAPRARI le type de pompe qui assure le débit et la charge nécessaires pour le transport de l'eau vers le point considéré.

Et pour protéger les pompes ainsi que les conduites qui acheminent l'eau vers les réservoirs, il est nécessaire de faire une étude sur le coup de bélier. Ce qui fera l'objet du chapitre suivant

CHAPITRE VI
PROTECTION DES
CONDUITES

VI.1-Intruduction

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés au problème récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ces phénomènes.

VI.2-Définition du coup de bélier

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pressions. Ces écarts seront d'autant plus importants que la modification du débit a été brutale.

D'une manière générale, le coup de bélier exprime toute variation de pression dans une conduite en charge, consécutive à une manœuvre quelconque de l'obturateur aval. Le coup de bélier est un phénomène non stationnaire de propagation d'ondes de pression à très hautes vitesses. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un organe provoque une prompt modification du débit. Par conséquent, les forces dynamiques qui en résultent peuvent engendrer des ruptures de canalisations, dégâts matériels et quelques fois des pertes de vies humaines, d'où la nécessité de renforcement des ouvrages concernés, en particulier les conduites appelées alors conduites forcées [13].

VI.3-Causes du phénomène

- Arrêt brutal, par disjonction inopiné, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- Démarrage ou arrêt d'une ou plusieurs pompes ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction ;
- Une variation brusque de la vitesse d'un liquide. [14]

VI.4-Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression Parmi ces moyens, on trouve : [3]

- Volant d'inertie;
- Soupapes de décharges ;
- Les ventouses ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne à fermeture lente.

VI.4.1-Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ce, malgré l'arrêt du moteur. Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placée sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Ce système est généralement peut ou non utilisable, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement ; Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique (très coûteux) ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible ;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible où moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

VI.4.2-Soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point à la protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

VI.4.3-Les ventouses

Appelées aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

VI.4.4-Soupapes d'admission et de purge d'air

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

VI.4.5-Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale.

Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire.

Elle présente certains avantages, à savoir:

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

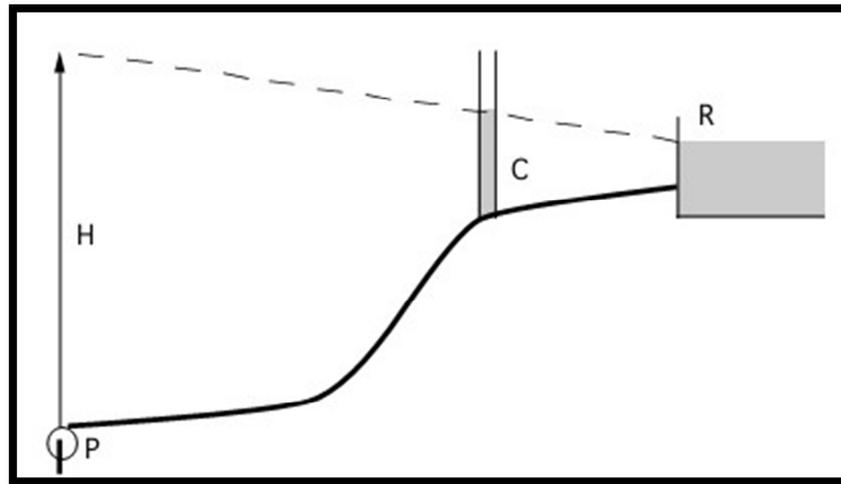


Figure VI. 1 : Cheminée d'équilibre.

VI.4.6-Réservoir d'air comprimé

Un réservoir à air comprimé est appelé aussi ballon d'air, cloche à air, accumulateur, réservoir anti-bélier, etc.. En cas de dépression au niveau de la tuyauterie, l'air se trouvant au-dessus du niveau de l'eau dans le réservoir exerce sa pression sur cette dernière qui se trouve alors évacuée vers la conduite de refoulement. Par contre, en cas de surpression dans la conduite de refoulement, le réservoir jouera cette fois-ci le rôle inverse: L'eau se trouvant dans la conduite, aura tendance à occuper un volume plus important alors que l'air occupe un volume minimal.

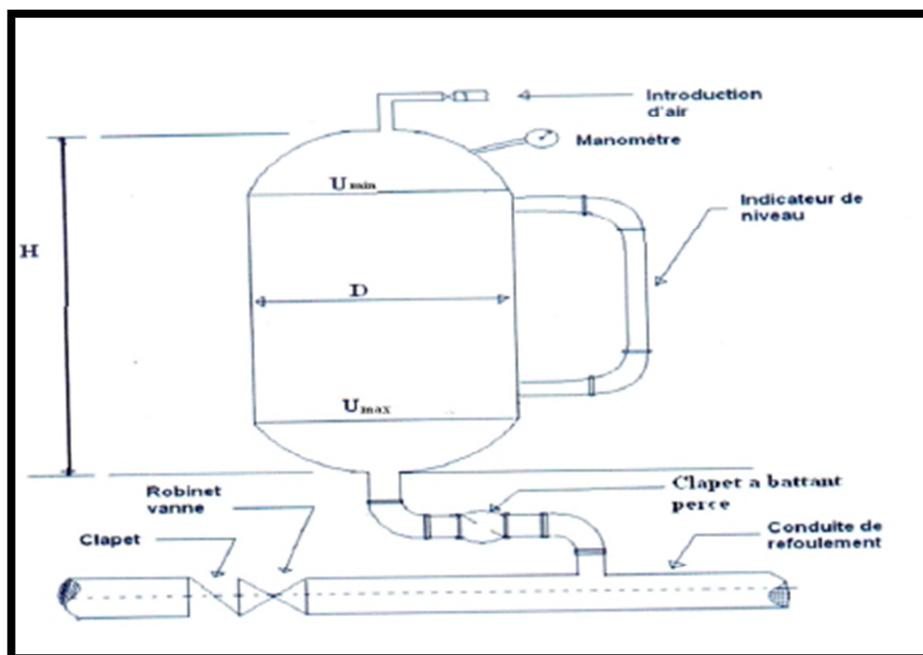


Figure VI. 2 : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier)

VI.5-Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

VI.5.1-Calcul de la célérité de l'onde

La célérité des ondes du coup de bélier est donnée par la formule d'Allievi [13].

$$\mathbf{a} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D_{int}}{e}}} \quad (\text{VI-1})$$

- **a** : Célérité des ondes (m/s) ;
- **D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (m) ;
- **K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour les conduites en fonte PEHD **K = 83**.

VI.5.2-Cas de fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T_f , tel que :

$$\mathbf{T}_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI-2})$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$\mathbf{B} = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

- **B** : Valeur du coup de bélier (m) ;
- **V₀** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

➤ *La valeur maximale de la pression-surpression (H_s) est*

$$\mathbf{H}_s = \mathbf{H}_0 + \mathbf{B} \quad (\text{VI-4})$$

➤ *La valeur minimale de la pression-dépression (H_d) est*

$$\mathbf{H}_d = \mathbf{H}_0 - \mathbf{B} \quad (\text{VI-5})$$

Où :

- **H₀** : Pression absolue au point le plus haut de la conduite, tels que :

$$\mathbf{H}_0 = \mathbf{H}_g + \mathbf{10} \quad (\text{VI-6})$$

Avec :

- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : Pression atmosphérique.

VI.5.3-Cas de fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI-7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (\text{VI-8})$$

VI.6-Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

VI.6.1-Cas gravitaire

Pour les conduites gravitaires nous utiliserons les vannes à fermetures lentes. La formule de Michaud donne le temps de fermeture théorique ; comme on ne réalise pas de vannes assurant une variation du débit en fonction du temps, il faut majorer sensiblement le temps trouvé (par exemple le doubler).

Une vanne à fermeture lente ne protège pas la conduite contre un arrêt intempestif de la pompe, ou contre l'obstruction accidentelle par un corps étranger.

✓ Le temps de fermeture :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a}$$

✓ La valeur du coup de bélier :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f}$$

- Calcul du temps de fermeture de la vanne pour les tronçons (R1-BC1 et BC1-SR1)

Le temps de fermeture de la vanne dans les tronçons gravitaire est donné dans le tableau (VI-1) ci-après :

Tableau VI. 1: Calcul du temps de fermeture de la vanne.

Tronçons	L (m)	V (m/s)	a (m/s)	T_f (s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PN(bar)
R1-BC1	3000	0.619	350.89	17.09	22.15	74.15	29.85	16
BC1-SR1	2250	0.619	350.89	14.53	22.14	92.14	47.86	16

Donc, pour protéger les conduites gravitaire (**R1-BC1 et BC1-SR1**) contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à 17.09 s et 14.53 s respectivement.

VI.6.2-Cas refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont données dans le tableau (VI-2) ci-après :

Tableau VI . 2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons

Tronçons	D (m)	L (m)	e (m)	V0 (m/s)	Hg (m)	H0	a	B	HS	Hd	PN (bar)
SR1-SR2	0.315	1070	0.0286	1.002	129	139	350.79	35.82	174.83	103.18	16
SR2-R2	0.315	770	0.0286	1.002	127	137	350.79	35.82	172.82	101.18	16

VI.6.3- Interprétation des résultats

VI.6.3.1-Cas gravitaire

Pour les deux tronçons en adduction gravitaire, à savoir **R1-BC1** et **BC1-SR1** les dépressions ont des valeurs positives acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites. De même pour les valeurs de la surpression qui ne dépassent pas la pression nominale. Ainsi, ces tronçons ne concourent aucun risque contre le phénomène dangereux du coup de bélier.

VI.6.3.2-Cas refoulement

Dans la pratique, la conduite en PEHD admet généralement un coefficient de sécurité (Cs) pouvant aller de 10% à 20% [12]. Si on prend un coefficient de sécurité de 10% (la valeur minimale), la conduite PN16

peut supporter alors facilement une pression de : $16+0.1 \times 16=17.6$ bars équivalant à 176mce. De ce fait, les tronçons **SR1-SR2** et **SR2-R2** sont protégés car la surpression qui est de 174.83 et 172.83m sont inférieures à 176m.

VII.7-Conclusion

La protection des installations hydrauliques contre le phénomène transitoire du coup de bélier est d'une importance considérable. Dans ce présent chapitre, l'étude du coup de bélier a conduit à :

- Pour le cas des conduites gravitaires les calculs nous ont amenés à déduire qu'une protection anti bélier n'est pas indispensable parce que les valeurs de la surpression et de la dépression s'avèrent dans les normes.
- Pour le cas des conduites par refoulement ces dernières sont protégées si on prend un coefficient de sécurité (Cs) = 10%

CHAPITRE VII
DISTRIBUTION

VII.1-Introduction

Après avoir stocké l'eau dans le réservoir, nous devons effectuer son transport sur de longues distances à travers un réseau de canalisation. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression.

VII.2-Classification du réseau de distribution

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [3]:

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau étagé ;
- Réseau combiné.

VII.2.1-Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisations qui forment des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés.

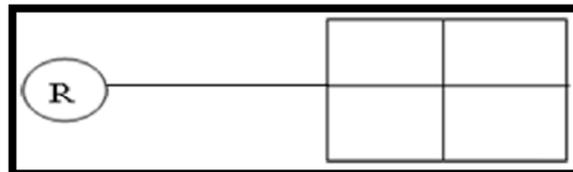


Figure VII . 1 : Réseau maillé

VII.2.2-Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture :

Un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.

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

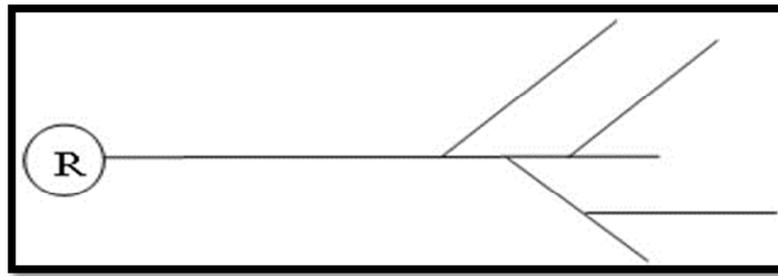


Figure VII . 2 : Réseau ramifié

VII.2.3-Réseau combine

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville, il est opté aussi pour des agglomérations qui présentent des endroits plats et d'autres accidentés.

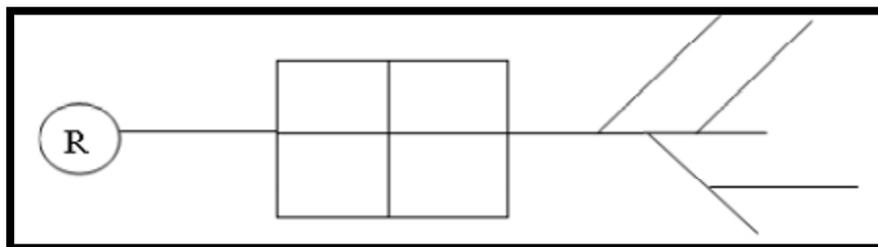


Figure VII . 3 : Réseau combine

VII.2.4-Réseau étagé

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

VII.3-Conception d'un réseau de distribution

○ 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 [15]:

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

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- Choisir le lieu de consommation principal,
- Déterminer le sens principal de l'écoulement,
- Tracer les conduites maitresses.

VII.4-Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants : [8]

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine ...) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes ...) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation .

VII.5-Choix des conduites de distribution

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [16] :

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Résiste à l'entartage ;
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques ;
- Coefficient de la rugosité très faible ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme : PN10, PN16, PN20, PN25

VII.6-Equipements et accessoires du réseau

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD, pour les avantages dont elles[17]

- Disposent :
- Facilité de pose.
- Longue durée de vie.
- Rugosité très faible.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité
- Résiste à l'entartage et à la corrosion interne et externe.
- Bonne résistance aux hautes températures.

VII.7-Equipements du réseau de distribution

IV.7.1-les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de : [17]

- Conduites principales.
- Conduites secondaires.

VII.7.2-Organes accessoires :

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement qui sont les suivants : [17]

- **a) Robinets**

Ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation en vue de leurs réparations en cas de panne.

- **b) Ventouses**

Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite.

- **c) Robinets de vidange**

Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.

- **d) Clapets**

Ils empêchent le retour de l'eau au sens inverse de l'écoulement prévu.

- **e) Poteaux d'incendie**

Ils sont placés dans les bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.

- **f) Pièces spéciaux de raccordement**

- **Les tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour leur emplacement [17]
- **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction [17]
- **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre [4].
- **Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons [17]

VII.8-Schéma de notre réseau

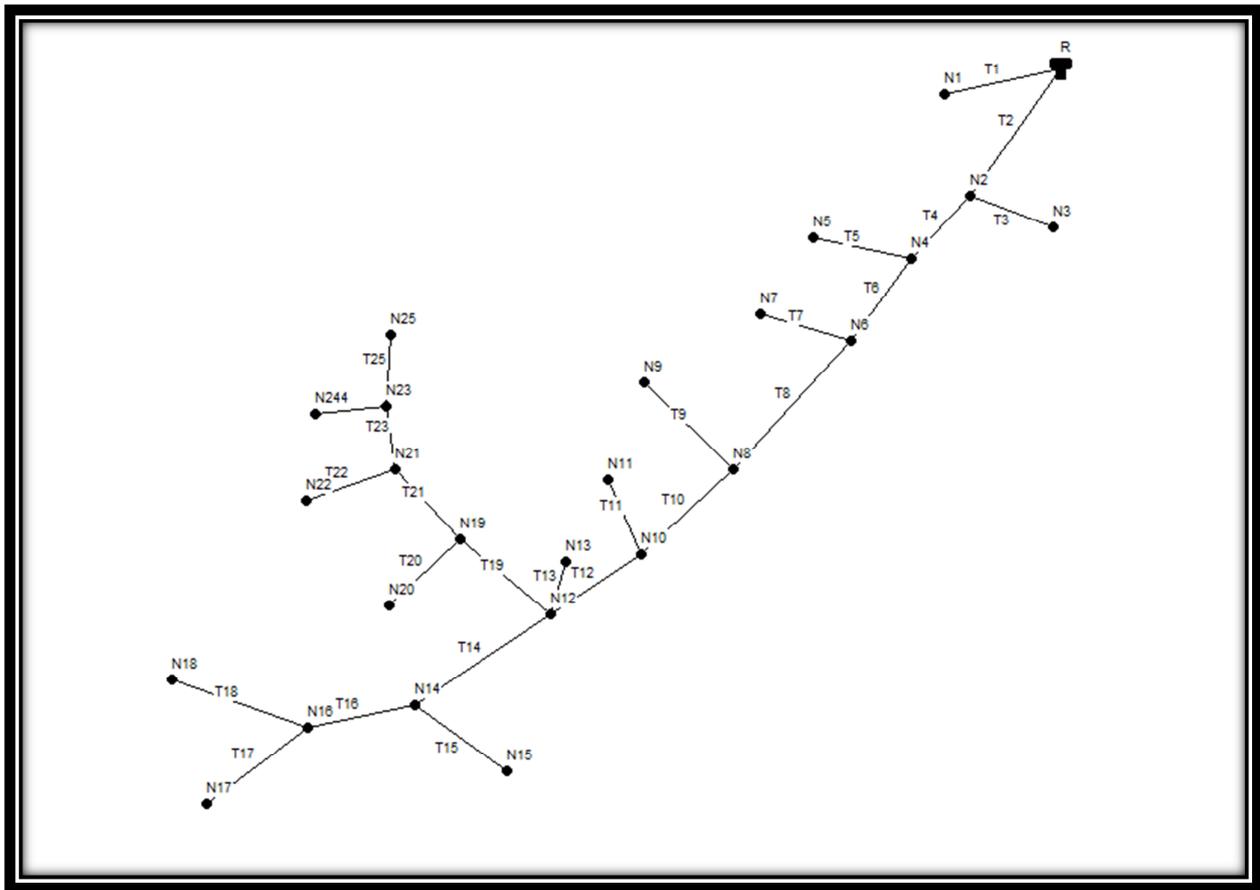


Figure VII . 4 : Réseau de distribution de la zone d' étude

VII.9-Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes : [17]

- Déterminer la longueur de chaque de tronçon ;
- Déterminer le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VII.9.1-Déterminateur le débit du réseau :

VII.9.1.1-Débit de pointe

Le débit de pointe représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée.

(Voir le tableau (II-19)).

$$Q_p = 21.62 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 6.21 \text{ l/s}$$

VII.9.1.2-Débit spécifique :

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/m². Ce débit se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII-1})$$

Avec :

- Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/m) ;
- Q_p : Débit de pointe en (l/s) de la zone ;
- $\sum L$: Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

VII.9.1.3-Débit en route

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

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (\text{VII-2})$$

Avec :

- Q_r : Débit en route l/s.
- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml.
- L_i : Longueur du tronçon concerné (m)

VII.9.1.4-Débit aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante [4]:

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad (\text{VII-3})$$

Avec :

- **Q_{ni}** : Débit nodal de nœuds concerné (l/s) ;
- **ΣQ_{ri}** : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s) ;
- **ΣQ_{con}** : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

VII.10-Dimensionnement du réseau

▪ Calcul des débits

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau (VII-1) suivant :

Tableau VII . 1 : Détermination des débits aux nœuds ...

NOEUD	Tronçon	LONGEUR	SPECIFIQUE	EN ROUTE	Q DE NOEUD
R	R-1	187.08	0.001586	0.297	0.566
	R-2	462.36	0.001586	0.733	
1	1-R	187.08	0.001586	0.297	0.163
2	2-R	462.36	0.001586	0.733	0.546
	2-3	94.12	0.001586	0.149	
	2-4	69.95	0.001586	0.111	
3	3-2	94.12	0.001586	0.149	0.081
4	4-2	69.95	0.001586	0.111	0.134
	4-5	27.97	0.001586	0.044	
	4-6	56.6	0.001586	0.089	
5	5-4	27.97	0.001586	0.044	0.024
6	6-4	56.6	0.001586	0.089	0.326
	6-7	27.79	0.001586	0.044	
	6-8	290	0.001586	0.460	
7	7-6	27.79	0.001586	0.044	0.024

Tableau VII . 1 : Détermination des débits aux nœuds.(suite) ...

NOEUD	Tronçon	LONGEUR	SPECIFIQUE	EN ROUTE	Q DE NOEUD
8	8-6	290	0.001586	0.460	0.403
	8-9	54.57	0.001586	0.086	
	8-10	117.06	0.001586	0.186	
9	9-8	54.57	0.001586	0.086	0.047
10	10-8	117.06	0.001586	0.186	0.238
	10-11	156.18	0.001586	0.248	
11	11-10	156.18	0.001586	0.248	0.136
12	12-10	839.15	0.001586	1.330	1.453
	12-13	42.78	0.001586	0.068	
	12-14	337.23	0.001586	0.535	
	12-19	447.12	0.001586	0.709	
13	13-12	42.78	0.001586	0.068	0.037
14	14-12	337.23	0.001586	0.535	0.511
	14-15	168.82	0.001586	0.268	
	14-16	79.68	0.001586	0.126	
15	15-14	168.82	0.001586	0.268	0.147
16	16-14	79.68	0.001586	0.126	0.252
	16-17	132.04	0.001586	0.209	
	16-18	78.53	0.001586	0.124	
17	17-16	132.04	0.001586	0.209	0.115
18	18-16	78.53	0.001586	0.124	0.068
19	19-12	82.52	0.001586	0.131	0.527
	19-20	432.2	0.001586	0.685	
	19-21	90.24	0.001586	0.143	

Tableau VII . 1 : Détermination des débits aux nœuds.(suite et fin)

NOEUD	Tronçon	LONGEUR	SPECIFIQUE	EN ROUTE	Q DE NOEUD
20	20-19	432.2	0.001586	0.685	0.377
21	21-19	90.24	0.001586	0.143	0.255
	21-22	52.15	0.001586	0.083	
	21-23	150	0.001586	0.238	
22	22-21	52.15	0.001586	0.083	0.0456
23	23-21	150	0.001586	0.238	0.209
	23-24	64.54	0.001586	0.102	
	23-25	25.05	0.001586	0.040	
24	24-23	64.54	0.001586	0.102	0.056
25	25-23	25.05	0.001586	0.040	0.022

VII.11-Apport informatique

L'utilisation des programmes informatique peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et démultiplier sa puissance de travail essentiellement pour : [17]

- Le calcul du fonctionnement hydraulique du réseau ;
- La détermination des solutions optimales.

Le logiciel utilisé dans notre calcul est le logiciel EPANET.

VII.11.1-Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur des longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau. [17]

VII.11.2-Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes : [17]

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier ;
2. Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
3. Décrire le fonctionnement du système ;
4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
5. Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
6. Visualiser les résultats d'une simulation.

L'environnement de travail de base d'EPANET est affiché dans la figure ci-dessous. Les éléments d'interface sont : une barre de menu, deux barres d'outils, une barre d'état, une fenêtre du schéma du réseau, une fenêtre de navigateur, et une fenêtre d'éditeur des propriétés. La description de chacun de ces éléments est réalisée dans les sections suivantes.

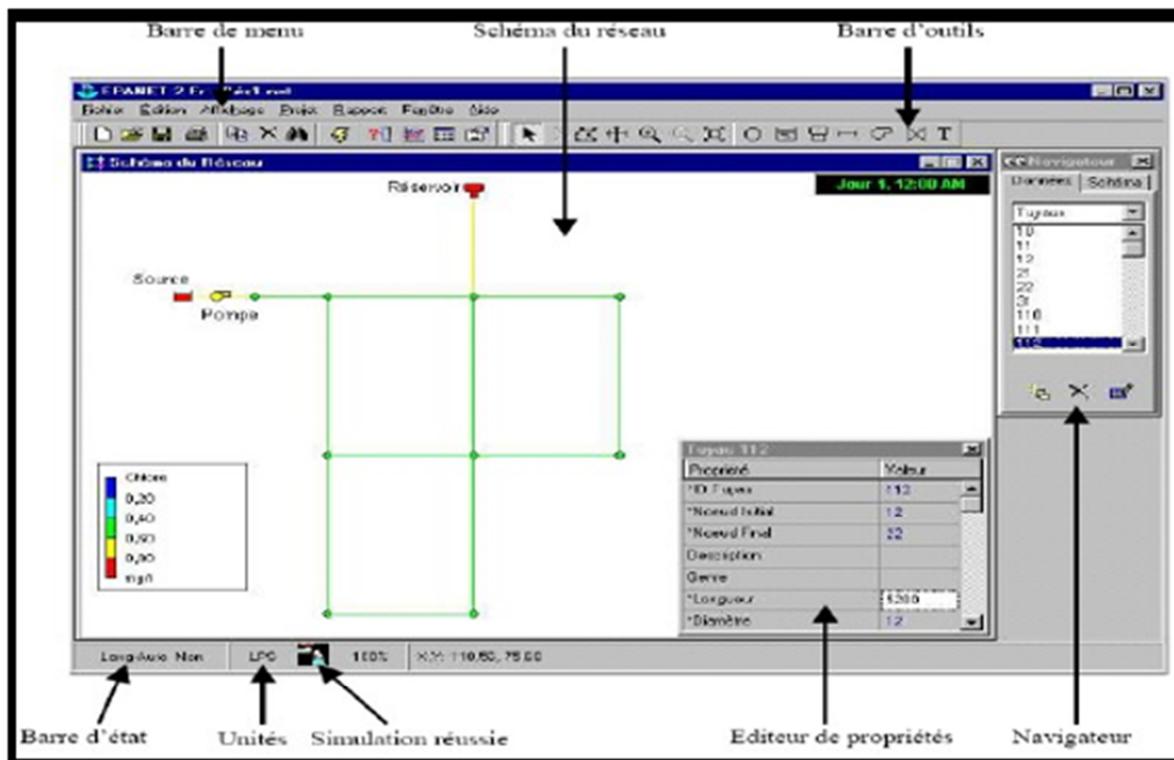


Figure VII . 5 : Environnements de travail sur EPANET

VII.11.3-Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

VII.11.4-Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau.

Suite à plusieurs tâtonnements des diamètres des conduites, dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0,5 - 1,5 m/s], vu que les pressions aux nœuds ne dépassent pas 160 m.c.e (16 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN16.

Les résultats de simulation des arcs (conduites) obtenus pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau (VII-2)

Tableau VII . 2 : Résultats de la simulation des arcs (conduites)...

ID TUYAU	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes (m/km)
Tuyau1	187.08	16	0.16	0.81	113.95
Tuyau2	462.36	75	6.03	1.37	49.34
Tuyau3	94.12	14	0.08	0.53	59.81
Tuyau4	69.96	75	5.41	1.22	40.27
Tuyau5	27.97	14	0.02	0.16	6.29
Tuyau6	56.6	75	5.25	1.19	38.12
Tuyau7	27.79	14	0.02	0.16	6.29
Tuyau8	290	75	4.90	1.11	33.54
Tuyau9	54.57	14	0.05	0.31	21.83

Tableau VII .2: Résultats de la simulation des arcs conduites (suite et fin)

ID TUYAU	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes (m/km)
Tuyau10	117.06	75	4.45	1.01	28.06
Tuyau11	156.18	16	0.14	0.68	81.48
Tuyau12	839.15	75	4.07	0.92	23.85
Tuyau13	42.78	14	0.04	0.24	14.01
Tuyau14	337.23	40.8	1.09	0.84	40.46
Tuyau15	168.82	16	0.15	0.73	94.11
Tuyau16	79.68	26	0.44	0.82	65.94
Tuyau17	132.04	16	0.12	0.57	59.73
Tuyau18	78.53	16	0.07	0.34	22.57
Tuyau19	82.52	40.8	1.49	1.14	71.96
Tuyau20	432.2	26	0.38	0.71	50.59
Tuyau21	90.24	32.6	0.59	0.70	38.24
Tuyau22	52.15	10	0.05	0.58	106.28
Tuyau23	150	26	0.29	0.54	30.53
Tuyau24	64.54	14	0.06	0.36	30.19
Tuyau25	25.05	10	0.02	0.28	27.55

Les résultats de simulation du nœud sont présentés dans le **Tableau (VII-3)** :

Tableau VII . 3 : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau (suite)...

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
1	600	0.163	654.69	54.69
2	596	0.546	653.20	57.20
3	595	0.081	647.58	52.58
4	596	0.134	650.38	54.38
5	594	0.024	650.21	56.21
6	593	0.326	648.25	55.25
7	591	0.024	648.07	57.07
8	588	0.403	638.52	50.52
9	585	0.047	637.32	52.32
10	583	0.238	635.24	52.24
11	580	0.136	622.53	42.53
12	577	1.453	628.08	51.08
13	575	0.037	627.48	52.48
14	570	0.511	617.97	47.97
15	565	0.147	602.16	37.16
16	567	0.252	612.69	45.69
17	560	0.115	604.81	44.81

Tableau VII . 3 : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau(suite et fin)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
18	560	0.068	610.91	50.91
19	569	0.527	622.18	53.18
20	570	0.377	605.99	35.99
21	565	0.255	618.74	53.74
22	564	0.0456	613.21	49.21
23	560	0.209	614.16	54.16
24	553	0.056	612.20	59.20
25	555	0.022	613.45	58.45

VII.12-Conclusion

Dans ce chapitre, à l'aide de l'utilisation du logiciel EPANET on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les pressions aux nœuds, et les vitesses au niveau de chaque tronçon. Cette vérification a pour but d'assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution de La Région de Erromane.

CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale

L'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ouled Yahya Khedrouch willaya de Jijel , a fait l'objet de ce présent travail ;

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons , nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 2339,07 m³J

Le calcul nous a conduit à projeter un réservoir de 400m³

La chaîne d'adduction est composée de deux tronçons à écoulement par refoulement de diamètre de 315mm et deux autre a écoulement gravitaire de diamètre de 400mm, que nous avons accompagné une vanne pour augment les pertes d'énergie en eau

Le choix de matériaux c'est porté sur le PEHD PN 16

Le choix des pompes adéquats au refoulement a été réalisé par le logiciel numérique CAPRARI , qui donne des résultats plus précis que l'utilisation d'un catalogue

Après l'étude du phénomène de coup de bélier, il est avéré que ce phénomène apparait dans les deux tronçons de refoulement , avec une surpression supérieure à la pression nominale de service de la conduite, afin d'évité la dégradation des conduites due à ce phénomène , on prend un coefficient de sécurité de 10%

En ce qui concerne la distribution, une modélisation du réseau sous EPANET sera effectuée afin de vérifier les conditions hydrauliques d'écoulement.

Une conclusion générale achèvera notre étude.

Bibliographie

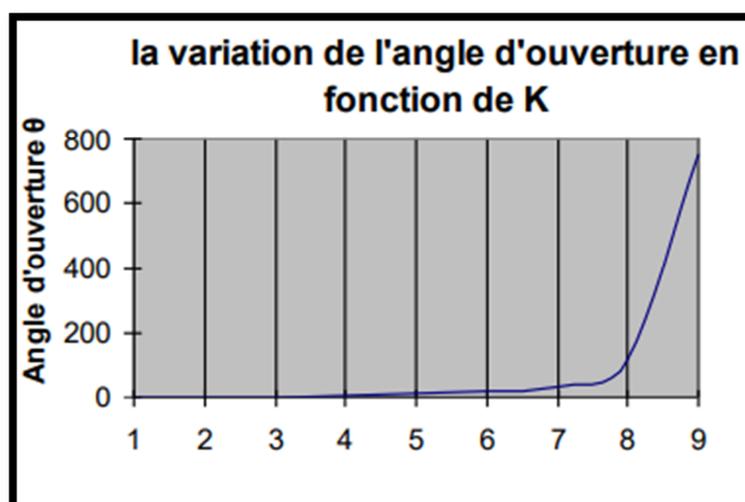
- [1] Données : Données recueillies auprès de la direction des ressources en eau (jijel)
- [2] Abdou , C et Bouraoui,I (2019) Etude géotechnique de stabilisation de glissement de terrain dans la commune Ouled Yahia Wilaya de Jijel Mémoire de master , Jijel , Algérie
- [3] DUPONT, A. : "Hydraulique urbaine". Tome II, Edition Eyrolles, 1979".
- [4] HUGUES.G adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [5] ALILECHE.D, DERDAR, N : Etude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'AIT BOUADDOU, Mémoire fin d'étude Master2, Université de Béjaia, 2016(5)
- [6] AHSENE L. : Alimentation en eau potable (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2015.
- [7] MEDJEKDOUD Nedjma, étude de la chaine d'adduction de la ville de GRAREM W.MILA, juillet 2011
- [8] BOUCHEFRA ,A ;BENSOUILAH ,A : RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE CHAHNA DAIRA DE TAHER WILAYA DE JIJEL MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES Master, Université A.Mira de Bejaia
- [9] Bonnin, J., "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance", Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.
- [10] Boudjedjou,L.(2010). Etude de la flore adventice des cultures de la région de Jijel Mémoire de magister . Univ . FERHAT ABBAS, FACULTE DES SCIENCES , Stif , Algérie
- [11] AMEUR, A., BERKANI, R., Alimentation en eau potable des villes Souk El Khmis et Mokrani (wilaya de BOUIRA). Mémoire de fin d'étude, master en hydraulique, 2019.
- [12] : BENDAHMANE, B, OUBELGHA Nadia, «Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMONT EL DJDID à partir de TAKHOUKHT, Wilaya de Tizi-Ouzou », Mémoire de fin d'étude, mémoire d'ingénieur, université de Béjaia, 2006-2007
- [13] AMARA . L ,Etude numérique du phénomène transitoire du coup de bélier par la méthode des caractéristique – Application à des cas pratique-, Projet de Fin d'Etude, Ingénieur, Université A-Mira Bejaia, 214page, 2010.
- [14] FRANCOIS, G. B., Distribution et collecte des eaux. Deuxième édition 2000
- [15] MANSOURI,J.et IMESSAOUDENE,F., Etude d'aep des villages (ikhelouyeneifouzar-igunan amar), commune ait aissa mimoun, Wilaya de Tizi Ouzou,Mémoire de Fin d'Etude, Master ; Université A-Mira Béjaia.89 pages, 2015.

[16] GOMELLA C., GUERREE H. : Distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, paris ,1977.

[17] LEZOUL, B. CHEKAOUI, L, K. : « alimentation en eau potable des six commues sud de la Wilaya de Béjaia et distribution du chef-lieu de Tazmalt ». Mémoire de fin d'étude Master en hydraulique, Université de Béjaia, 2015

Annexe (3) : Variation de l'angle d'ouverture en fonction de K

Angle d'inclinaison du papillon (θ)	K
0-5	0,25
10	0,52
20	1,54
30	3,91
40	10,8
45	18,7
50	32,6
60	118
70	751
80	1400



PM 100/ 3 A
Caractéristiques requises

Débit	52 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	53 l/s
Hauteur de refoulement	151 m
Puissance absorbée	113 kW
Rendement	69,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	239 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	132 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

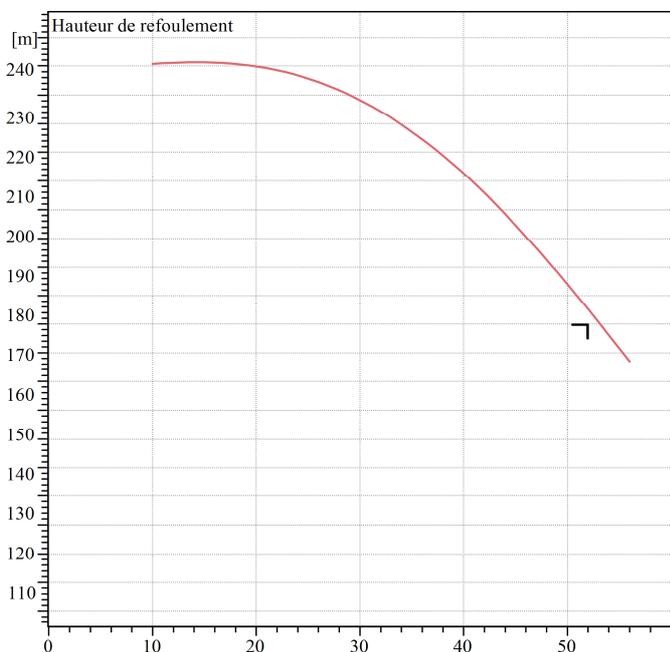
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1130 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée


Caractéristiques de fonctionnement

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions

A = 2250

B = 1644

C = 245

D = 293

 DN_a = 125

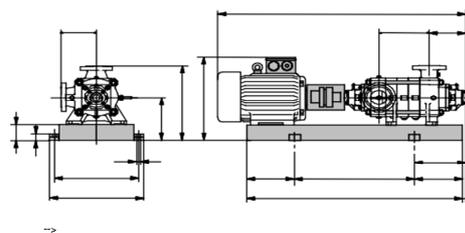
 DN_m = 100

E = 190

F = 250

G = 1144

H = 440



Notes:

Date 22.09.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PM 100/ 3 A
Caractéristiques requises

Débit	52 l/s
Hauteur de refoulement	142 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	54,6 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Puissance absorbée	115 kW
Rendement	67,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	239 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	132 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

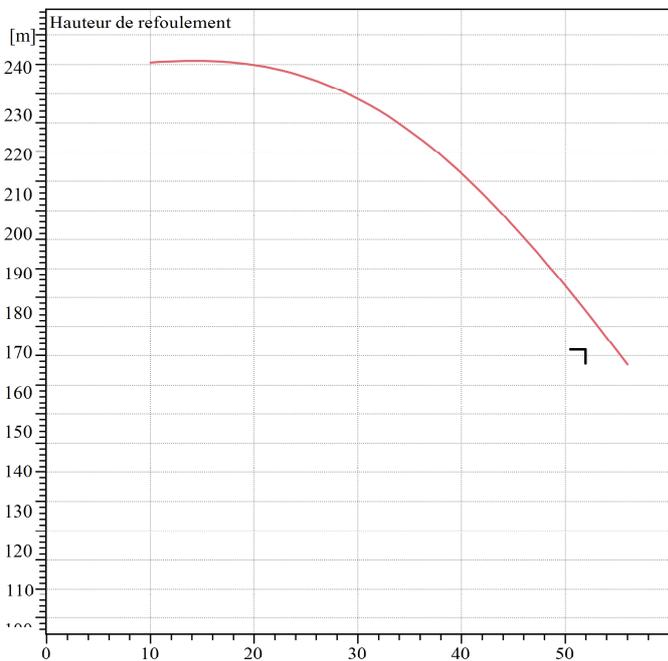
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1130 kg
-------	---------

Matériaux

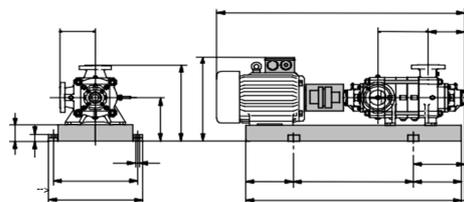
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée


Caractéristiques de fonctionnement

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions

A = 2250
B = 1644
C = 245
D = 293
DNa = 125
DNm = 100
E = 190
F = 250
G = 1144
H = 440
I = 760



Notes:

Date 22.09.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Résumé

La commune de Ouled yahya (W.Jijel) a connu ces dernières années un accroissement démographique important, ce qui a provoqué un manque accru en eau potable. De plus, l'état dégradé du réseau nous a amené à dimensionner un nouveau réseau d'AEP, qui sera alimenté à partir d'un piquage sur la conduite provenant du barrage de Boussiaba. Afin d'aboutir aux objectifs du projet on a commencé par recueillir un maximum d'informations, qui portent un intérêt majeur pour établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme. Pour mieux harmoniser l'offre et la demande en eau on a passé au dimensionnement des ouvrages de stockages. Par ailleurs, on a établi une étude technico-économique dans le but de dimensionner la chaîne d'adduction. Une fois les diamètres économiques sont adoptés, on a procédé au choix du type de pompe répondant aux exigences du projet, et a une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier. A la fin, on a dimensionné notre réseau de distribution en respectant les pressions et les vitesses appropriées.

Mots clés : AEP ; Adduction ; Pompe ; Station de pompage ; Coup de bélier ; Distribution

Abstract

The commune of Ouled yahya (W-Jijel) knew these last years an important demographic growth, what caused a chief lack in drinking water. Moreover, the degraded state of the network led us to dimension a new network of potable water supply, which will be fed starting from a pricking on the pipe coming from the dam of Boussiaba. In order to lead to the objectives of the project we started by collecting a maximum of information, which carry a major interest for estimating water needs to satisfy in the long term. To harmonize better the supply and demand in water, we passed to dimensioning of storage structures. Moreover, a technical-economic study was established with the intention of sizing the chain of adduction. Once the economic diameters are adopted, we proceeded to select the type of pump that meets the requirements of the project, and a check of the risk of occurrence of the phenomenon of water hammer. In the end, our distribution network has been dimensioned respecting the pressures and appropriate velocities.

Keywords: Potable water supply, Adduction, Pumps, Pumping station, Water hammer.

المخلص

عرفت بلدية اولاد يحيى (ولاية جيجل) في السنوات نموا سكانيا هاما, مما تسبب في نقص ملحوظ للمياه الصالحة للشرب, دفعتنا إلى تصميم شبكة جديدة, تزود مباشرة من القناة الأتية من سد بوسياية. من أجل تحقيق أهداف المشروع جمعنا أقصى قدر من المعلومات بهدف تقييم الاحتياجات المائية على المدى البعيد ولكي يتوافق العرض والاحتياج حددنا ابعاد هياكل التخزين علاوة على ذلك, قمنا بدراسة فنية اقتصادية من أجل تحديد ابعاد سلسلة الامداد بعدها تقدمنا لتحديد نوع المضخة التي تلبي طلبات المشروع, وكذا التحقق من خطر حدوث ظاهرة المائية, في النهاية, تم تحديد ابعاد شبكة التوزيع مع احترام الصغوط والسرعات المناسبة.

الكلمات المفتاحية: مياه الشرب, انابيب, النقل, مضخة, المطرقة المائية.