

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 (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BOUBAA Abdelhamid

LALLALI Ahmed

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES MECHTAS EL-MANTAYA, BOUFAS ET EDDERJA COMMUNE DE SIDI MAAROUF, WILAYA DE JIJEL.

Soutenu le **21 /06 /2023** devant le jury composé de :

- Président : **Mr NASRI.K**
- Promoteur : **Mr YAKOUBLI.M**
- Examineur : **Mr SELLAOUI**

Année Universitaire : **2022/2023**

Remerciements

*Tout d'abord nous remercions le **DIEU** tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail*

Un remerciement tout particulier à nos chers parents de leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation

*On remercie notre promoteur **Mr YAKOUBI** de nous avoir encadrés guidé et accompagné dans ce travail ainsi que leur compréhension pour leurs précieux conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, Tous les professeurs qui ont donné de leur savoir.*

Nous tenons aussi à remercier tous nos amis qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail.

Nous tenons à remercier profondément les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

*Mes chers parents, pour tout le soutien, le sacrifice et l'amour
qu'ils me portent depuis mon enfance et j'espère que leur
bénédiction m'accompagne toujours, et que Dieu vous
accorder santé, bonheur et longue vie.*

A tout mes frères et sœurs

A mon frère et binôme Fayçal

*A mes amis et collègues qui étaient avec moi dès le début de
mon parcours.*

*Et en fin à tous qui m'ont aidée et œuvré de près ou de loin à
l'élaboration de ce travail*

Ahmed

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

Ma mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif

A mes frères et mes sœurs ;

A toute ma famille ;

A mon frère et binôme : Ahmed

A tous mes amis et mes collègues : Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie ;

Abd elhamid

Sommaire

Introduction générale

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction	3
I.2 Présentation du site	3
I.2.1 Situation géographique	3
I.2.2 Situation topographique	4
I.2.3 Situation géologique	4
I.2.4 Situation hydrographique	4
I.2.5 Situation hydraulique	4
<i>I.2.5.1 Pénurie en eau</i>	4
<i>I.2.5.2 Ressources en eau</i>	4
<i>I.2.5.3 Ouvrage de stockage</i>	5
I.2.6 Situation climatique	5
<i>I.2.6.1 Température</i>	5
<i>I.2.6.2 Précipitation</i>	7
I.3 Conclusion	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction	9
II.2 Estimation des besoins en eau	9
II.2.1 Estimation de la population future	9
II.2.2 Estimation des besoins domestiques	10
II.2.3 Consommation moyenne journalière	11
<i>II.2.3.1 Consommation moyenne journalière de la population</i>	11
<i>II.2.3.2 Consommation moyenne journalières pour les différents besoins</i>	12
<i>II.2.3.3 Consommation moyenne journalière totale</i>	16
II.2.4 Majoration de la consommation moyenne journalière	16
II.2.5 Caractéristiques de la consommation	17
<i>II.2.5.1 Etude des variations des débits</i>	17

II.2.5.2 Variation de la consommation journalière	18
II.2.5.3 Variation de la consommation maximale journalière	19
II.2.5.4 Variation de la consommation minimale journalière	19
II.2.5.5 Variation de la consommation horaire	20
II-3 Conclusion	26

Chapitre III : Les réservoirs

III.1 Introduction	27
III.2 Rôle des réservoirs	27
III.3 Classification des réservoirs	27
III.3.1 Selon le matériau de construction	27
III.3.2 Selon leur position par rapport au sol	28
III.3.3 Selon la forme géométrique	28
III.3.4 Selon leur fonction	28
III.4 L'emplacement des réservoirs	28
III.5 Choix du type de réservoir	29
III.6 Equipement des réservoirs	29
III.6.1 Conduite d'adduction ou d'arrivée	30
III.6.2 Conduit de distribution	30
III.6.3 Conduite de trop-plein	30
III.6.4 Conduite de vidange	30
III.6.5 By-pass	31
III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie	31
III.6.6.1 Le système à deux prises	31
III.6.6.2 Le système à siphon	32
III.7 Entretien des réservoirs	32
III.8 Capacité de réservoir	33
III.8.1 Méthode analytique	33
III.8.2 Méthode graphique	34
III.9 Volume total d'un réservoir	34
III.10 Dimensionnement des réservoirs	35
III.10.1 Capacité du réservoir R1(Boufas)	35

III.10.2 Capacité du réservoir R2(El-mantaya)	37
III.10.3 Dimensionnement de la bêche à eau de la station de pompage SP	40
III.11 Conclusion :	41

Chapitre IV : Adduction

IV.1 Introduction.....	42
IV.2 Choix du tracé.....	42
IV.3 Organes et accessoires de l'adduction.....	43
IV.3.1 Organes de sectionnement.....	43
IV.3.2 Organes de protection	44
IV.3.3 Organes de régulation	44
IV.3.4 Organes de branchement	45
IV.4 Tracé et dimensionnement d'une adduction.....	45
IV.5 L'air dans la tuyauterie.....	45
IV.6 Choix du site de stockage	46
IV.7 Description du schéma d'adduction.....	46
IV.8 Etude Technico-économique	47
IV.8.1 Calcul du diamètre économique	48
IV.8.2 Calcul de la vitesse.....	49
IV.8.3 Calcul des pertes de charge	49
IV.8.3.1 Pertes de charge linéaires HL	49
IV.8.3.2 Pertes de charge singulières HS	50
IV.8.3.3 Pertes de charge totales HT	50
IV.9 Calcul hydraulique.....	51
IV.9.1 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (H mt)	51
IV.9.2 Puissance absorbée par la pompe.....	51
IV.9.3 Energie consommée par la pompe	51
IV.9.4 Frais d'exploitation	52
IV.9.5 Frais d'amortissement	52
IV.9.6 Calcul du bilan.....	52
IV.10 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	53
IV.10.1 Adduction gravitaire : tronçon 1 (SR – SP).....	53

IV.10.2 Adduction par refoulement : tronçon 2 (SP –R1)	54
IV.10.3 Adduction par refoulement : Tronçon 3 (SP – RV2)	56
IV.11- Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons	58
IV.12 Conclusion	58

Chapitre V : Pompes et stations de pompages

V.1 Introduction	59
V.2 Classifications des pompes	59
V.2.1 Les pompes volumétriques	59
V.2.2 Les turbopompes	59
V.3 Choix des pompes	60
V.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	61
V.4.1 Hauteur manométrique	61
V.4.2 La vitesse de rotation (N)	61
V.4.3 Le débit de pompage (Q)	61
V.4.4 Les puissances utiles et absorbées.....	62
V.4.4.1 Puissance absorbée par la pompe (P_a).....	62
V.4.4.2 La puissance hydraulique ou la puissance utile (P_u).....	62
V.4.4.3 Le rendement de la pompe (η)	62
V.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe.....	62
V.5.1 La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$	63
V.5.2 La courbe Rendement – Débit $\eta = f(Q)$	63
V.5.3 La courbe des Puissances absorbées – Débit $P_a = f(Q)$	63
V.6 Caractéristiques d'une conduite	63
V.7 Couplage des pompes.....	64
V.7.1 Couplage en parallèle	64
V.7.2 Couplage en série	64
V.8 Point de fonctionnement	64
V.8.1 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	64
V.9 Etude de la cavitation.....	68
V.10 Choix des pompes du projet.....	69
V.10.1 Tronçon1 SP – RV1.....	70

<i>V.10.1.1 Caractéristiques de la pompe</i>	70
<i>V.10.2.1 Caractéristiques de la pompe</i>	71
V.11 Conclusion	73

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

VI.1 Introduction.....	76
VI.2 Définition du coup de bélier	76
VI.3 Causes du coup de bélier :	76
VI.4 Conséquences du coup de bélier.....	76
VI.5 Moyens de protection contre le coup de bélier	77
VI.5.1 Volant d'inertie	77
VI.5.2 Les soupapes de décharge	78
VI.5.3 Les ventouses.....	78
VI.5.4 Cheminée d'équilibre	79
VI.5.5 Soupapes d'admission et de purge d'air.....	79
VI.5.6 Réservoir d'air	79
VI.6 Etude du coup de bélier	80
VI.6.1 Calcul de la célérité de l'onde	80
VI.6.2 La valeur numérique du coup de bélier	80
VI.7 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	82
VI.8 Conclusion	82

Chapitre VII : Distribution

VII.1 introduction.....	84
VII.2 Classification des réseaux de distribution	84
VII.2.1 Le réseau ramifié	84
VII.2.2 Réseau maillé.....	84
VII.2.3 Le réseau mixte.....	85
VII.3 Conception d'un réseau de distribution.....	85
VII.4 Choix du tracé.....	86
VII.5 Choix des conduites de distribution :	86
VII.6 Equipement du réseau de distribution	87
VII.6.1 Canalisations.....	87

VII.6.2 Organes accessoires	87
VII.7 Description du réseau de distribution	88
VII.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution	89
VII.8.1 Débit de pointe :	89
VII.8.2 Débit spécifique :	89
VII.8.3 Débit de route :	89
VII.8.4 Débit aux nœuds :	90
VII.9 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds :	90
VII.10 Modalisation et simulation du réseau	94
VII.10.1 Présentation du logiciel EPANET	94
VII.10.2 Étapes d'utilisation du logiciel EPANET	94
VII.10.3 Modélisation du réseau	95
<i>VII.10.3.1 Au niveau des nœuds</i>	95
<i>VII.10.3.2. Au niveau des arcs</i>	95
<i>VII.10.3.3. Au niveau des réservoirs</i>	95
<i>VII.10.3.4. Simulation du réseau</i>	95
VII.11 Conclusion	101

Conclusion générale

Conclusion générale	102
---------------------------	-----

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 1: Ressources en eau disponibles.....	5
Tableau I. 2: Ouvrages de stockage à El-mantaya.....	5
Tableau I. 3: Températures de sidi maarouf (Jijel) de l'année 2023.....	6
Tableau I. 4: Précipitations au niveau de sidi maarouf pour l'année 2023.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II. 1: Estimation de la population future.....	10
Tableau II. 2: Détermination des besoins domestiques.....	11
Tableau II. 3: Détermination des besoins scolaires.....	12
Tableau II. 4: Détermination des besoins sanitaires.....	12
Tableau II. 5: Détermination des besoins socioculturels.....	13
Tableau II. 6: Détermination des besoins commerciaux.....	14
Tableau II. 7: Détermination des besoins industriels.....	15
Tableau II. 8: Détermination des besoins des cheptels.....	15
Tableau II. 9: Consommation moyenne journalière totale (future).....	16
Tableau II. 10: Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.....	17
Tableau II. 11: Consommation maximale journalière.....	19
Tableau II. 12: Consommation minimale journalière.....	20
Tableau II. 13: Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	21
Tableau II. 14: Détermination des valeurs de β_{max} , k_{maxh} et Q_{maxh}	22
Tableau II. 15: Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	23
Tableau II. 16: Détermination des valeurs de β_{min} , k_{minh} et Q_{minh}	24
Tableau II. 17: Répartition de la consommation horaire pour les mechtas de El-mantaya, boufas et edderja.....	25

Chapitre III : Les réservoirs

Tableau III. 1: Dimensionnement du réservoir R1.....	35
Tableau III. 2: Dimensionnement du réservoir R2.....	38

Chapitre IV : Adduction

Tableau IV. 1 : Calcul de la Hmt du tronçon (SR-SP).....	53
Tableau IV. 2: Frais d'exploitation du tronçon (SR-SP).....	53
Tableau IV. 3: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR-SP).....	54
Tableau IV. 4: Bilan global des frais du tronçon (RV-SP).....	54
Tableau IV. 5 : Calcul de la Hmt du tronçon (SP – R1).....	55
Tableau IV. 6: Frais d'exploitation du tronçon (SP – R1).....	55
Tableau IV. 7: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – RV1).....	55
Tableau IV. 8: Bilan global des frais du tronçon (SP – R1).....	56
Tableau IV. 9: Calcul de la Hmt du tronçon (SP – RV2).....	56
Tableau IV. 10: Frais d'exploitation du tronçon (SP – RV2).....	57
Tableau IV. 11: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – RV2).....	57
Tableau IV. 12: Bilan global des frais du tronçon (SP – RV2).....	57

Tableau IV. 13: représente le récapitulatif des diamètres choisis.	58
---	----

Chapitre V : Pompes et stations de pompages

Tableau V. 1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.	69
Tableau V. 2: Caractéristiques de la pompe.	70
Tableau V. 3: Caractéristiques de la pompe.	71
Tableau V. 4: Bilan des frais d'exploitation.	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Tableau VI. 1: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons.	82
--	----

Chapitre VII : Distribution

Tableau VII. 1: Détermination des débits du réseau.	91
Tableau VII. 2: Résultats de la simulation des conduites.	96
Tableau VII. 3: Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau.	98

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1: la localisation de la zone d'étude.	3
Figure I. 2: Répartition des pluies mensuelles moyennes annuelles à sidi maarouf (Jijel)	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

La figure II. 1: Histogramme de nombre d'habitants à l'horizon 2053.	10
---	----

Chapitre III : Les réservoirs

Figure III. 1: Equipement de réservoir 1.	30
Figure III. 2: Trop plein et vidange	31
Figure III. 3: By-pass.	31
Figure III. 4: Système à deux prises.	32
Figure III. 5: Système à siphon.	32
Figure III. 6: schéma de réservoirs.	41

Chapitre IV : Adduction

Figure IV. 1: Robinet vanne à opercule.	43
Figure IV. 2: Robinet vanne papillon.	44
Figure IV. 3: Emplacement préférable des ventouses.	46
Figure IV. 4: schéma générale de l'adduction de la zone d'étude.	47

Chapitre V : Pompes et stations de pompages

Figure V. 1: Les types des pompes selon la forme de la roue.	60
Figure V. 2: Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.	63
Figure V. 3: Couplage en parallèle.	64
Figure V. 4: Couplage en série.	64
Figure V. 5: point de fonctionnement d'une pompe.	65
Figure V. 6: Recherche de point de fonctionnement désiré.	68
Figure V. 7: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.	68
Figure V. 8: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression	69
Figure V. 9: Courbe caractéristique de la pompe 1.	70
Figure V. 10: Courbe caractéristique de la pompe 2.	72

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Figure VI. 1: Volant d'inertie	77
Figure VI. 2: Constituant d'une soupape anti-bélier.	78
Figure VI. 3: Ventouse.	79
Figure VI. 4: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.	80

Chapitre VII : Distribution

Figure VII. 1: Réseau ramifié.....	84
Figure VII. 2: Réseau maillé.....	85
Figure VII. 33 : Réseau mixte.....	85
Figure VII. 4: Schéma descriptif du réseau de distribution de la zone d'étude.....	88
Figure VII. 5: Réseau de distribution après la simulation (Pression).....	100
Figure VII. 6: Réseau de distribution après la simulation (vitesses).....	101

Liste des symboles et Abréviations

P_n : Population à l'horizon d'étude (2053)

P_0 : Population actuelle (2023)

n : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude 30 ans

τ : Taux d'accroissement démographique moyen pris égale à 2.5 %

N_C : nombre de consommateurs.

$Q_{\text{moy j maj}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j)

K_f : Coefficient de majoration ($K_f = 1.2$)

$Q_{\text{max j}}$: débit maximum 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.

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

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

$k_{\text{min j}}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

$Q_{\text{max h}}$: Débit maximum horaire

$k_{\text{max h}}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule

α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements

L'agglomération qui est compris entre 1.2 et 1.4 (nous prenons $\alpha_{\text{max}}=1.3$).

β_{max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

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 $\alpha_{\text{min}} = 0.5$;

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

$k_{\text{min h}}$: Débit minimum horaire

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

Q_h : débit horaire

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir

V_T : volume total du réservoir

V_{inc} : volume d'incendie

Dr : Diamètre du réservoir

V : Volume du réservoir

H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir

V_{inc} : volume de la réserve d'incendie pris à $120 m^3$

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

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

D_{BONNIN} : Diamètre de la conduite en (m);

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

V : vitesse d'écoulement (m/s);

D : Diamètre de la conduite.

J : Pertes de charge unitaire en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m);

L : Longueur de la conduite;

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

V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s);

Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s);

g : Accélération de la pesanteur ($g= 9,81 m/s^2$);

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de **COLEBROOK**.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi

k_0 : Rugosité de la conduite à l'état neuf est égale pour le PEHD : $K_0 = 0.01\text{mm}$;

α : Coefficient de vieillissement de la conduite ($\alpha = 0,04\text{mm/an}$), déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT ;

T_u : Durée d'utilisation de la conduite (30 ans) ;

Re : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule.

ν : Viscosité cinématique de l'eau

h_s : Perte de charge singulière (m) ;

H_L : Perte de charge linéaire (m).

H_T : Perte de charge totale (m).

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

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

η : Rendement de la pompe ;

Q : Débit refoulé

E : Energie consommée par la pompe (KWh),

t : Temps de pompage par jour

F_{exp} : Frais d'exploitation

e' : Prix unitaire du KWh. Fixe par la SONELGAZ

P_u : Prix unitaire de la conduite

A : Amortissement annuel

i : Taux d'annuité

n : Nombre d'années d'amortissement

J_{asp} : perte de charge à l'aspiration en (m) ;

J_{ref} : perte de charge au refoulement en (m).

P_a : puissance absorbée par la pompe

a: Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite

Hc: Caractéristique de la conduite (m).

H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;

h: Perte de charge engendrée par vannage en (m) ;

H₁ : La hauteur manométrique totale du point désiré

Q₁: Débit au désiré.

m: Coefficient de rognage.

D₁ : Diamètre de la roue avant rognage.

D₂: Diamètre de la roue après rognage

N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;

N': La nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;

Q₃: Débit au point homologue de P1.

NPSH_d : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration

a' : Célérité des ondes (m/s)

K: Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour les conduites en

PEHD : $K = 83$.

e: Epaisseur de la conduite (m)

B: Valeur du coup de bélier (m)

V₀: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

H₀: La pression absolue au point le plus haut de la conduite

PN : La pression nominale.

H_s : La valeur maximale de la pression-surpression (m).

H_d : La valeur minimale de la pression-dépression (m).

L : Longueur de la conduite (m).

Q_p : Débit de pointe en (m³/j).

Q_s : debit specifique (l/s/m)

Q_r : débit de route (l/s).

Q_n: débit au nœud (l/s).

Q_c : Somme des débits localisé en nœud considéré (l/s).

Introduction générale

Introduction générale

L'eau a toujours été considérée comme l'élément naturel le plus crucial et précieux pour l'humanité. Elle est la ressource vitale nécessaire à la survie de toutes les formes de vie et est indispensable aux activités humaines. Le développement d'une région dans tous les domaines repose essentiellement sur le développement du secteur hydraulique, car il est étroitement lié à toutes les branches de l'économie.

Dans cette perspective, l'eau revêt une importance encore plus grande que les besoins humains et devient une ressource précieuse de plus en plus menacée en raison d'une mauvaise gestion. Cela est particulièrement vrai au niveau des réseaux d'approvisionnement en eau potable, où d'importantes quantités d'eau sont perdues en raison de fuites dans les infrastructures ou de gaspillage par les consommateurs.

En Algérie l'eau est considérée comme un enjeu majeur, vue sa répartition géographique inégale, dont la plus grande superficie occupée par un climat sec, et la croissance démographique qui a atteint un taux de 3%, qui s'associe à une augmentation continue des besoins en eau. Face à cette situation délicate, l'état doit fournir de grands efforts pour remédier au déficit en eau.

L'objet de notre étude est de dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable, afin de satisfaire les besoins en eau potable pour l'horizon projeté.

Pour cela, ce travail est divisé en sept chapitres principaux, comme suite :

Nous débiterons notre travail par une présentation générale du site ainsi que les caractéristiques de la région.

Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau et aux variations du débit pour la population future (à long terme).

Le troisième chapitre concernera le dimensionnement des réservoirs de stockage a réalisé.

Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction par une étude technico-économique.

Le cinquième chapitre, consiste à l'étude du choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet à l'aide du catalogue numérique.

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 du centre du mechta El-mantaya. Une modélisation du réseau sous EPANET sera effectuée afin de vérifier les conditions hydrauliques d'écoulement.

Enfin on terminera la présente étude par une conclusion générale

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

On a commencé ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cette étude. Cette partie, sera consacrée à la description du site du projet à savoir : géographie, topographie, géologique, hydrographique, hydraulique et climatique.

I.2 Présentation du site

I.2.1 Situation géographique

La commune de Sidi Maarouf située à 15 km au Sud d'El- Milia et à 75 km au Sud Est du chef-lieu et à 85 km au Nord-Ouest de Constantine.

- ❖ Elle est délimitée :
 - Au Nord - Est par la commune de SETTARA.
 - Au Nord - Ouest par la commune de OULED YAHIA KHADROUCHE.
 - À l'Est par la commune de GHEBBALA.
 - À l'Ouest par la commune de OULED RABAH.
 - Au Sud par la commune de GRAREM wilaya de MILA.
- ❖ La surface du centre de El-mantaya commune de Sidi Maarouf est égale à 69.20 ha.

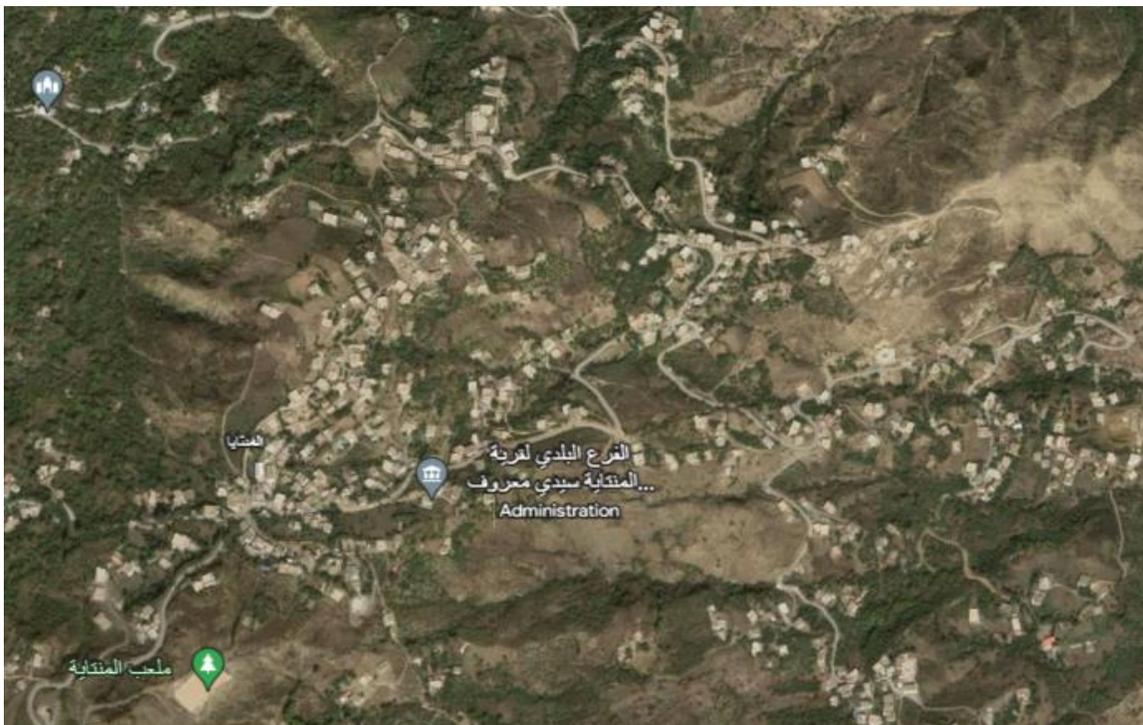


Figure I. 1: Notre zone d'étude d'après google maps 2023.

I.2.2 Situation topographique

Le périmètre d'étude est situé sur le prolongement Sud-Est du chef-lieu de la commune. Il est caractérisé par un relief accidenté ; plus ou moins étagé ; avec un sol à caractère agricole, présentant des risques d'érosion et glissements par endroits. Les altitudes varient entre 224m pour le point le plus haut et 61m pour le point le plus bas.

I.2.3 Situation géologique

Les calcaires et les calcaires dolomitiques du lias inférieur représentent à Sidi Maarouf le principal porteur des minéralisations. Pas loin de la région de Sidi Maarouf, plus au Nord, la présence d'un magmatisme miocène fait un événement qui particularise la région, où se développe des microgranites aux environs d'El-Milia. [1]

I.2.4 Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la région est constitué par :

OUED EL-KEBIR : qui prend naissance de la jonction d'oued Rhumel et oued Endja traverse la commune de sidi maarouf et se jette à la mer dans la région de Beni-Belaid commune d'El- Milia. C'est le plus important oued de la wilaya de JIJEL tant par son potentiel hydrique superficiel que souterrain. La nappe de l'Oued-El kebir est évaluée à 40 millions m³/an. Elle est située au niveau des communes d'El-Milia, Sidi Maarouf, El-Ancer et Oued Adjoul. [2]

I.2.5 Situation hydraulique

I.2.5.1 Pénurie en eau

L'alimentation en eau potable à sidi maarouf est satisfaisante, le reste des agglomérations, comme El-mantaya, souffrent d'une pénurie chronique. La consommation en eau dans la région est essentiellement une consommation domestique et semi industrielle. Le patrimoine hydrique exploité à El-mantaya est essentiellement composé des eaux de sources de montagne, mais celles-ci connaissant une fluctuation inquiétante du débit d'eau. durant l'été, où l'eau coule rarement dans les robinets, ce problème s'accroît davantage et les habitants ne savent plus vraiment comment y faire face. en tout cas, les services techniques de la commune, ne voient pas meilleure solution qu'une projection d'un réseau d'alimentation en eau potable. [3]

I.2.5.2 Ressources en eau

Les différentes sources d'approvisionnement en eau dont dispose la commune sont données dans le tableau I.1 :

Tableau I. 1: Ressources en eau disponibles.

Localisation	Source	Nombre	Q Total (l/s)
El-mantaya	Sources des Montagnes	5	29

I.2.5.3 Ouvrage de stockage

Mechtas El-mantaya, boufas et edderja dispose deux réservoirs cités dans le tableau I.2 :

Tableau I. 2: Ouvrages de stockage des Mechtas El-mantaya, boufas et edderja.

Localisation	Capacité (m ³)
El-mantaya	500
Boufas	300
Total	800

I.2.6 Situation climatique

Le climat De El-mantaya est méditerranéen. Un hiver doux et pluvieux avec des températures variantes entre 2 °C et 20 °C en hiver. Un été chaud, lourd, dégagé et sec avec une température de 22 °C jusqu'à 35 °C [2].

I.2.6.1 Température

La variation mensuelle de la température de la région étudiée de l'année 2023 Est représentée dans le tableau I.3 [5].

Tableau I. 3: *Températures de sidi maarouf (Jijel) de l'année 2022.*

Mois	Température Moyenne	Température moyenne (min/max) °C	Record des températures (min/max) °C
Janvier	10	6-15	0-26
Février	10	6-15	3-27
Mars	13	8-18	4-30
Avril	15	10-21	5-31
Mai	19	13-26	9-34
Juin	21	15-28	10-36
Juillet	25	18-33	11-36
Aout	27	20-35	13-38
Septembre	24	17-31	8-33
Octobre	20	14-26	5-32
Novembre	16	10-22	3-29
Décembre	11	7-15	1-27

La saison très chaude dure trois (03) mois, du 20 juin au 19 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 21 °C. La saison froide dure (04) mois, du 22 novembre au 21 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 10 °C.

I.2.6.2 Précipitation

Les mois de Décembre et Janvier sont les plus pluvieux et les mois de Juillet et Août les plus secs. Et généralement la précipitation annuelle varie entre 800(mm) et 1250(mm). [5]

Tableau I. 4: Précipitations au niveau de sidi maarouf pour l'année 2022.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	1 An
$P_{moy}(mm)$	56	125	192	212	193	143	107	82	57	27	3	7	1204

Elle tombe en moyenne environ de 1200 mm d'eau par an, ce qui représente une moyenne mensuelle de 100 mm Néanmoins, les saisons influent et corrigent quelque peu cette moyenne. Le mois le plus sec est juillet qui enregistre seulement 3 mm de précipitations. Novembre, décembre et janvier apparaissent comme les mois où les précipitations sont les plus importantes.

La figure I.2 donne des pluies mensuelles moyennes annuelles à sidi maarouf (Jijel).

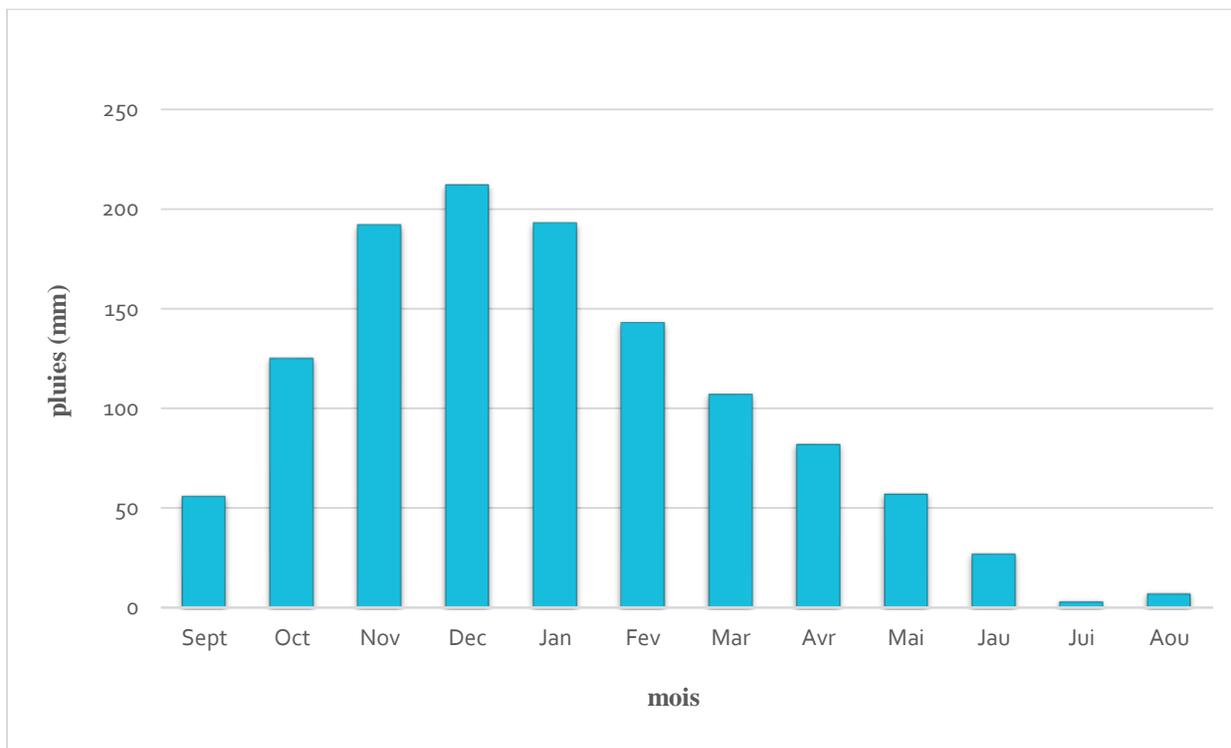


Figure I. 2: Répartition des pluies mensuelles moyennes annuelles à sidi maarouf (Jijel) [5].

I.3 Conclusion

Nous avons donné dans ce chapitre une présentation de la zone d'étude en termes de géographie, topographie, géologie, hydrographie, hydraulique et climat. Ces informations représentent les données de base pour la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable visant à résoudre les problèmes liés à l'eau dans l'agglomération étudiée.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction

La détermination des besoins en eau d'une agglomération est tributaire de divers facteurs, tels que la croissance démographique, l'amélioration des équipements sanitaires, le niveau de vie de la population, les activités commerciales, industrielles et publiques, entre autres. Dans l'optique de mettre en œuvre un projet d'approvisionnement en eau potable, il est indispensable d'effectuer une enquête exhaustive portant sur tous les secteurs consommateurs d'eau, afin de recenser les différents besoins en eau.

II.2 Estimation des besoins en eau

II.2.1 Estimation de la population future

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit sur une période de 30 ans, qui est une moyenne en matière de durée de vie des canalisations.

L'évolution démographique de la population, se calcule par la formule des intérêts composés suivante :

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

Avec :

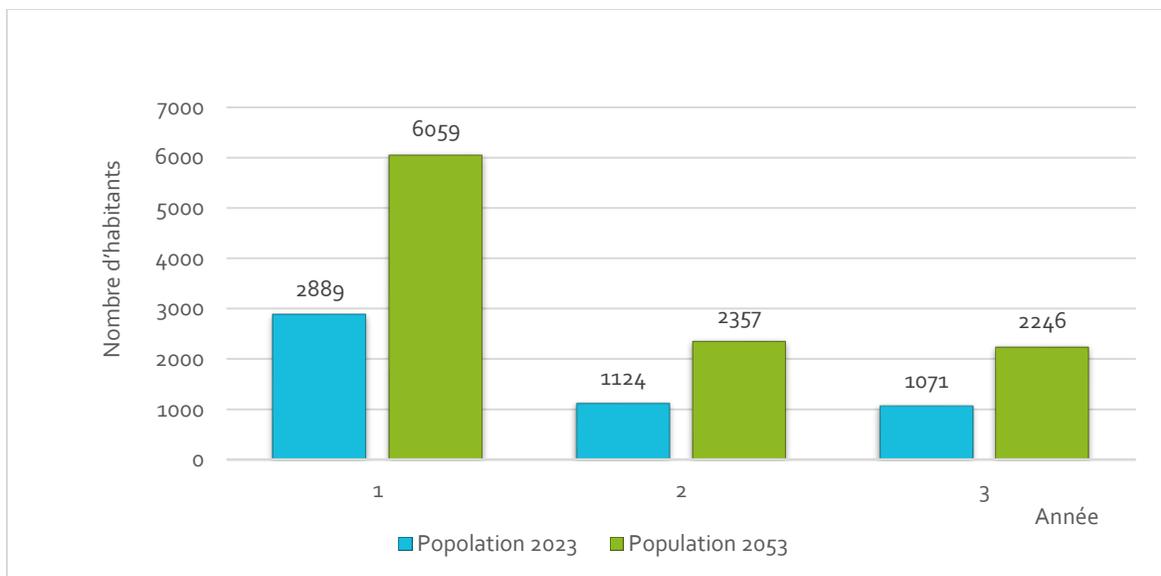
- P_n : Population à l'horizon d'étude (2053) ;
- P_0 : Population actuelle (2023) ;
- n : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude 30 ans ;
- τ : Taux d'accroissement démographique moyen pris égale à 2.5 % [4].

L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans le tableau II.1 :

Tableau II. 1: Estimation de la population future.

Localités	Nombre d'habitants en 2023	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants en 2053
El-mantaya	2889	2.5	6059
Boufas	1124		2357
Edderja	1071		2246
Total	5084		10662

La figure II.1 ci-après donne la représentation du graphique de l'évolution de La population.



La figure II. 1: Histogramme de nombre d'habitants à l'horizon 2053.

II.2.2 Estimation des besoins domestiques

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie.

Pour pouvoir calculer ces besoins il faut choisir une norme fixée, cette norme est dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit...etc.), attribuée à chaque habitant. [6]

El-Mantaya est une région rurale, pour une telle zone de moins de 20000 habitants, la norme de consommation est prise de l'ordre 150 l/j/hab. [4].

II.2.3 Consommation moyenne journalière

Avant de mettre en place un système d'alimentation en eau potable, il est crucial de recenser toutes les catégories de consommateurs présentes au sein d'une agglomération. Cela permettra de dimensionner le réseau de distribution en prenant en compte les besoins actuels et futurs en eau. Cette étude doit prendre en considération les différents paramètres liés aux besoins en eau tels que ceux des établissements scolaires, sanitaires, socio-culturels, commerciaux, industriels et des élevages.

II.2.3.1 Consommation moyenne journalière de la population

La consommation moyenne journalière est :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{D \times N_C}{1000} \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

- Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/j) ;
- D : dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- N_C : nombre de consommateurs.

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau **II.2** :

Tableau II. 2: Détermination des besoins domestiques.

Agglomération	Population(hab)		Dotation (L/J/Hab)	Débit moyen journalier (m^3/j)	
	2023	2053		2023	2053
Années	2023	2053	150	2023	2053
El-mantaya	2889	6059		433.35	908.85
Boufas	1124	2357		168.6	353.55
Edderja	1071	2246		160.65	336.9
Total	5084	10662		762.6	1599.3

II.2.3.2 Consommation moyenne journalières pour les différents besoins

II.2.3.2.1 Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont donnés dans le tableau II.3 :

Tableau II. 3: Détermination des besoins scolaires.

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/élève)	Besoin en eau (m ³ /j)
El-mantaya	Primaires (1)	145	15	2.18
	CEM (1)	162		2.43
Total				4.61
Boufas	Primaires (1)	123	15	1.85
Edderja	Primaires (1)	109	15	1.64

II.2.3.2.2 Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont représentés uniquement par une salle de soins tableau II.4

Tableau II. 4: Détermination des besoins sanitaires.

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/lit)	Besoin en eau(m ³ /j)
El-mantaya	Salle de soins (1)	8	20	0.16

II.2.3.2.3 Besoins socioculture

Les besoins socioculturels sont donnés dans le tableau II.5 :

Tableau II. 5: Détermination des besoins socioculturels.

Localités	Établissement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usagers)	Besoins en eau (m ³ /j)
El-mantaya	Mosquée (1)	323	15	4.85
	Ecole coranique (1)	98		1.47
Boufas	Mosquée (1)	168		2.52
TOTAL				8.84

II.2.3.2.4 Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont donnés dans le tableau II.6 :

Tableau II. 6: Détermination des besoins commerciaux.

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoin en eau (m ³ /j)
El-mantaya	Alimentation (3)	25	10	0.25
	Cafeteria (2)	30	20	0.6
	Boulangerie et pâtisserie (1)	70	5	0.35
	Boucherie (1)	15	10	0.15
	Coiffure homme (1)	10	5	0.05
	Restaurant (1)	15	20	0.3
	Douches + Hammam (1)	15	30	0.45
TOTAL				2.15
Boufas	Alimentation (2)	20	10	0.2
	Cafeteria (1)	15	20	0.3
	Coiffure homme (1)	10	5	0.05
	Boulangerie (1)	50	5	0.25
Total				0.8
Edderja	Alimentation (1)	15	10	0.15
	Cafeteria (1)	15	20	0.3
Total				0.45

II.2.3.2.5 Besoins Industriels

Les besoins industriels sont donnés dans le tableau II.7 :

Tableau II. 7: Détermination des besoins industriels.

Localités	Établissement	Nombre	Dotation (l/j)	n (l/j) Besoin en eau (m ³ /j)
El-mantaya	Huilerie	5	1000	5

II.2.3.2.6 Besoins des cheptels

Les besoins des cheptels sont donnée dans le tableau II.8 :

Tableau II. 8: Détermination des besoins des cheptels.

Localités	Cheptels	Nombre	Dotation (l/j/tête)	Besoins en eau (m ³ /j)
El-mantaya	Ovins	600	10	6
	Caprins	350	10	3.5
	Bovins	250	60	15
	Volaille	400	0.1	0.04
Boufas	Ovins	200	10	2
	Caprins	150	10	1.5
	Bovins	100	60	6
	Volaille	170	0.1	0.017
Edderja	Ovins	160	10	1.6
	Caprins	130	10	1.3
	Bovins	80	60	4.8
	Volaille	150	0.1	0.015
Total				41.77

II.2.3.3 Consommation moyenne journalière totale

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

Tableau II. 9: Consommation moyenne journalière totale.

Q_{moyj} (m ³ /j)				
Localités Types Des Besoins	El-mantaya	Boufas	Edderja	Total
Domestique	908.85	353.55	336.9	1599.3
Scolaire	4.61	1.85	1.64	8.1
Sanitaires	0.16	/	/	0.16
Socioculturels	6.32	2.52	/	8.84
Commerciaux	2.15	0.8	0.45	3.4
Industriels	5	/	/	5
Cheptels	24.54	9.52	7.71	40.35
Total	951.63	368.24	346.70	1666.57

II.2.4 Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins total journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement : [7]

- à la consommation non quantifiée ;
- aux fuites chez le consommateur (robinets) ;

- aux fuites dans le système de distribution qui sont fonction du type de tuyau, du vieillissement du réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien.

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

$$Q_{\text{moy j maj}} = K_f \times Q_{\text{moy j}} \dots\dots\dots (II-3)$$

Avec :

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

Le débit majoré journalier pour divers horizons est indiqué dans le tableau II.10 :

Tableau II. 10: Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.

Localités	Besoins actuels 2023 (m^3/j)	Besoins actuels 2023 majorés(m^3/j)	Besoins futurs 2053 (m^3/j)	Besoins Futurs 2053 majorés (m^3/j)
El-mantaya	477 .62	573.15	951.63	1141.96
Boufas	183.81	220 .57	368.24	441.89
Edderja	171.62	205.94	346.70	485.14
Total	833.05	999.66	1666.57	2068.99

A l'horizon 2053 la consommation moyenne journalière de la ville s'élèvera à **2069.99 m^3/j** soit un débit de **23.95 l/s**.

II.2.5 Caractéristiques de la consommation

II.2.5.1 Etude des variations des débits

Au sein d'une agglomération la consommation d'eau varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage occasionnée au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte

de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité [8].

II.2.5.2 Variation de la consommation journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération. Il est utile pour le fonctionnement du système, et leur dimensionnement [9].

II.2.5.2.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximal

Il est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière [10]. Il est donné comme suit :

$$k_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}} \dots\dots\dots (II-4)$$

$$k_{\max j} = 1,1 \text{ à } 1,3$$

Avec :

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

II.2.5.2.2 Coefficient d'irrégularité journalier minimal

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il permet de connaître le débit minimal journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9 [8].

Donc :

$$k_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy } j}} \dots\dots\dots (II-5)$$

Avec :

- $Q_{\min j}$: débit minimum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $k_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

II.2.5.3 Variation de la consommation maximale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante [6] :

$$Q_{\max j} = k_{\max j} \times Q_{\text{moy } j \text{ maj}} \dots\dots\dots (II-6)$$

Avec :

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

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau II.11 :

Tableau II. 11: Consommation maximale journalière.

Villes	Besoin majoré (m^3/j)		$K_{\max j}$	Débit maximum journalier(m^3/j)	
	2023	2053		2023	2053
El-mantaya	573.15	1141.96	1,2	687.78	1370.35
Boufas	220 .57	441.89		264.68	530.27
Edderja	205.94	485.14		247.13	582.17
Total	999.66	2068.99		1199.59	2482.79

II.2.5.4 Variation de la consommation minimale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy } j}$) d'un coefficient d'irrégularité ($k_{\min j}$) qui varie entre 0.7 et 0.9 [6].

Pour les villes de faible densité d'habitant, il est estimé à 0.8.

D'où :

$$Q_{\min j} = k_{\min j} \times Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots (II-7)$$

Avec :

- $Q_{\min j}$: consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy } j}$: 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.

En récapitulation, les besoins minimaux journaliers sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II. 12: Consommation minimale journalière.

Villes	Besoin minimum(m^3/j)		$k_{\min j}$	Débit minimum journalier(m^3/j)	
	2023	2053		2023	2053
El-mantaya	477.62	951.63	0.8	382.10	761.304
Boufas	183.81	368.24		147.05	294.59
Edderja	171.62	346.70		137.30	277.36
Total	833.05	1666.57		666.44	1333.26

II.2.5.5 Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. La somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($k_{\max, h}$, $k_{\min, h}$) [6].

II.2.5.5.1 Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire. Il peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{\max} et β_{\max} . [6]

La détermination de la consommation maximale horaire est exprimée par la formule :

$$Q_{\max h} = k_{\max h} \times Q_{\max J} / 24 \dots\dots\dots (II-8)$$

Où :

- $Q_{\max h}$: Débit maximum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{\max J}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $k_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \dots\dots\dots (II-9)$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements

L'agglomération qui est compris entre 1.2 et 1.4 (nous prenons $\alpha_{\max}=1.3$).

- β_{\max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

Les valeurs du coefficient $k_{\max h}$ sont données dans l'annexe (1).

Les valeurs de β_{\max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau II.13 :

Tableau II. 13: Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

Le nombre d'habitants total de trois villes est 10662 à l'horizon de 2053. Pour cela le coefficient β_{\max} nécessaire est de :

- Pour 10000 habitants ; $\beta_{\max 1} = 1.3$
- Pour 20000 habitants ; $\beta_{\max 2} = 1.2$

- Pour 10662 habitants ; $\beta_{max} = ?$

$$\beta_{max} = \frac{(\beta(max)1 \times (P-P2) + (P1-P) \times (\beta(max)2))}{(P1-P2)} \dots\dots\dots (II-10)$$

$$\beta_{max} = \frac{1.3 \times (10662 - 20000) + (10000 - 10662) \times 1.2}{(10000 - 20000)}$$

Donc $\beta_{max} = 1.29$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{max} , $k_{max h}$ Et $Q_{max h}$ mentionnées au tableau II.14 :

Tableau II. 14: Détermination des valeurs de β_{max} , $k_{max h}$ et $Q_{max h}$.

Villes	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$k_{max h}$	$Q_{moy h}$ (m ³ /h)	$Q_{max h}$ (m ³ /h)
El-mantaya	6058	1.3	1.40	1,82	57.10	103.92
Boufas	2357		1.63	2,12	22.09	46.83
Edderja	2246		1.65	2,15	21.22	45.62
Total	10662				103.50	196.37

Nous prenons $k_{max h} = 1.5$, nous choisissons le type de régime de consommation de notre agglomération d'après les résultats expérimentant présents sous forme de tableau (voir annexe1).

II.2.5.5.2 Débit minimum horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire. Il est exprimé par la formule suivante [6] :

$$k_{min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots (II-11)$$

Avec :

- 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.

La détermination de la consommation minimale horaire est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\min h} = k_{\min h} \times \frac{Q_{\max j}}{24} \dots\dots\dots (II-12)$$

Avec :

- $k_{\min h}$: Débit minimum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{\max j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les valeurs de β_{\min} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau suivant II.15 :

Tableau II. 15: 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}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83

Le nombre d'habitants total de trois villes est 10662 à l'horizon de 2053. De ce fait le coefficient β_{\min} nécessaire est de :

- Pour 10000 habitants ; $\beta_{\min 1} = 0.4$
- Pour 20000 habitants ; $\beta_{\min 2} = 0.5$
- Pour 10662 habitants ; $\beta_{\min} = ?$

$$\beta_{\max} = \frac{(\beta(\min)1 \times (P - P2) + (P1 - P) \times (\beta(\min)2))}{(P1 - P2)} \dots\dots\dots (II-13)$$

$$\beta_{\min} = \frac{0.4 \times (10662 - 20000) + (10000 - 10662) \times 0.5}{(10000 - 20000)}$$

Donc $\beta_{\min} = 0.43$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{\min} , $k_{\min h}$ et $Q_{\min h}$ mentionnées au tableau II.16 :

Tableau II. 16: Détermination des valeurs de β_{min} , $k_{min h}$ et $Q_{min h}$.

Villes	Nombre d'habitants	α_{min}	β_{min}	$k_{min h}$	$Q_{moy h}(m^3/h)$	$Q_{min h}(m^3/h)$
El-mantaya	6058	0.5	0.25	0.125	31.72	3.96
Boufas	2357		0.1	0.05	12.27	0.61
Edderja	2246		0.1	0.05	11.55	0.58
Total	10662				55.55	5.15

II.2.5.5.3 Variation des débits horaires

Nous obtenons la répartition de $Q_{max j}$ sur les 24 heures. Alors [10] :

$$Q_h = P\% \times Q_{max j} \dots\dots\dots (II-14)$$

Avec :

- **P%** : pourcentage du régime de consommation Horaire ;
- **$Q_{max j}$** : débit max journalier (m^3/j) ;
- **Q_h** : débit horaire (m^3/h).

Tableau II. 17: Répartition de la consommation horaire pour les mechtas de El-mantaya, boufas et edderja.

Consommation total $Q_{\max j} = 2482.79 \text{ (m}^3/\text{j)}$		
Heures	Coefficients de consommation (%)	Consommation (m^3/h)
0-1	1.2	29.79
1-2	1.2	29.79
2-3	1.2	29.79
3-4	1.2	29.79
4-5	2.2	54.62
5-6	2.6	64.55
6-7	4.5	111.73
7-8	6	148.97
8-9	6	148.97
9-10	6	148.97
10-11	5.5	136.55
11-12	5.5	136.55
12-13	7.9	196.37
13-14	5.5	136.55

Heures	Consommation total $Q_{max j} = 2482.79 (m^3/j)$	
	Coefficients de consommation (%)	Consommation (m^3/h)
14-15	5	124.14
15-16	5.5	136.55
16-17	6	148.97
17-18	5.5	136.55
18-19	6	148.97
19-20	4.3	106.76
20-21	5	124.14
21-22	3	74.48
22-23	2	49.65
23-24	1.2	29.79
Total	100 %	2482.79

Le débit maximum horaire de pointe pour les mechtas de El-mantaya, boufas et edderja **196.37** (m^3/h) et survient entre **12h** et **13h**.

II-3 Conclusion

Ce chapitre permet d'estimer les différents besoins de l'agglomération des mechtas EL-mantaya, boufas et edderja En effet, en intégrant toutes les catégories de consommation en 2053, la consommation totale d'eau est estimée à **2482.79 $m^3/jour$** soit **28.74 l/s**. Les résultats obtenus nous permettent d'ensuite d'évaluer la capacité optimale des réservoirs, et de dimensionner le réseau d'alimentation et assurer le bon fonctionnement du système tout en fournissant suffisamment d'eau aux habitants.

Chapitre III

Les Réservoirs

III.1 Introduction

Les réservoirs d'eau sont des éléments clés pour le stockage de l'eau dans un réseau d'alimentation en eau potable. Ils font office d'ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution et peuvent jouer plusieurs rôles importants.

Dans ce chapitre, nous allons étudier les réservoirs nécessaires pour répondre aux besoins en eau estimés dans le chapitre précédent.

III.2 Rôle des réservoirs

▪ Régulateur et accumulateur :

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous le cas égal au débit consommé. Donc, un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

▪ Augmentation des pressions :

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

▪ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

▪ Utilité pour 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.

▪ Stockage de la réserve d'incendie :

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

III.3 Classification des réservoirs

III.3.1 Selon le matériau de construction

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distinguer les réservoirs [11] :

- ✓ Métalliques ;
- ✓ En maçonnerie ;
- ✓ En béton (armé, ordinaire ou précontraint) ;
- ✓ En Stratifié Verre Résine.

III.3.2 Selon leur position par rapport au sol

Nous pouvons distinguer les réservoirs [11] :

- ✓ Enterré ;
- ✓ Semi-enterré ;
- ✓ Surélevés ;

III.3.3 Selon la forme géométrique

- ✓ Circulaires ;
- ✓ Rectangulaires ;
- ✓ De forme quelconque (sphérique, conique, etc.)

III.3.4 Selon leur fonction

- ✓ Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- ✓ Réservoir d'équilibre tampon (mise en charge où brise charge) ;
- ✓ Réservoir ou bêche de reprise ;
- ✓ Réservoir de traitement

III.4 L'emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- Il doit être construit sur des terrains sable et solides.

III.5 Choix du type de réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir : [6]

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable 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. [7]

III.6 Equipement des réservoirs

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de bypass, dans certains cas ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

Les équipements de réservoirs sont représentés dans la figure III.1.

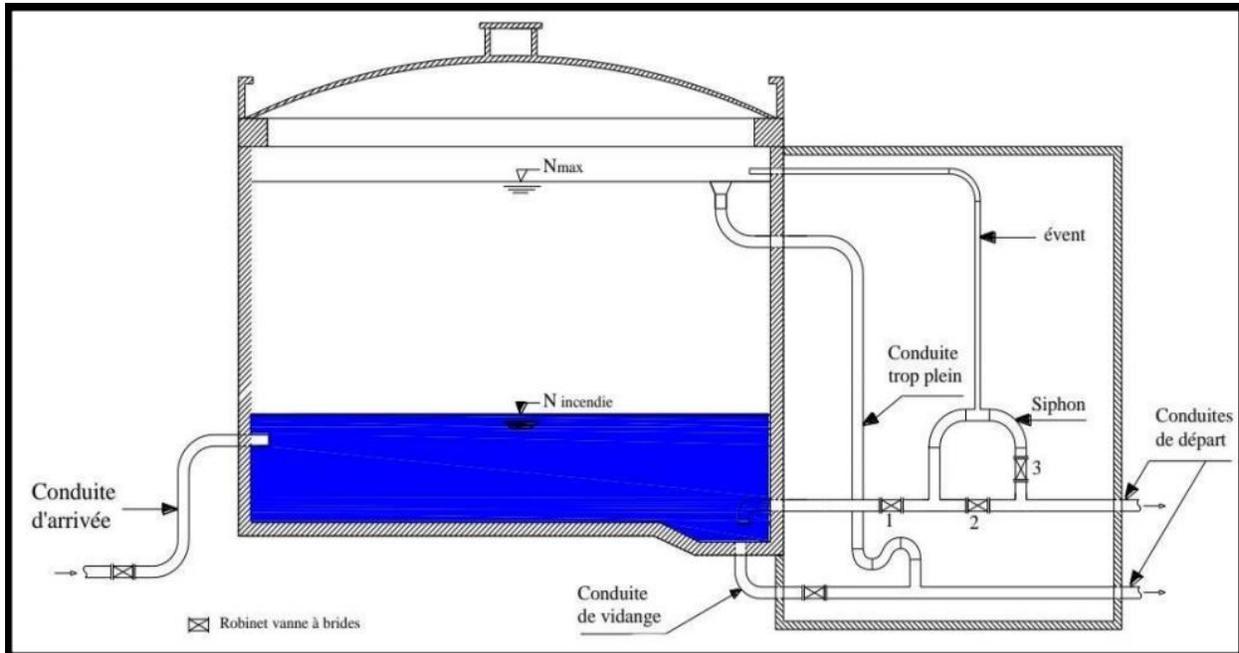


Figure III. 1: Equipement de réservoir 1.

III.6.1 Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans les réservoirs par averse en chute libre, provoque une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable aux eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous.

III.6.2 Conduit de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 0.15 à 0.20 m au-dessus du radier, et doit être muni d'une crépine en vue d'éviter l'introduction ; dans la distribution des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve.

III.6.3 Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. [14]

III.6.4 Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière. [14]

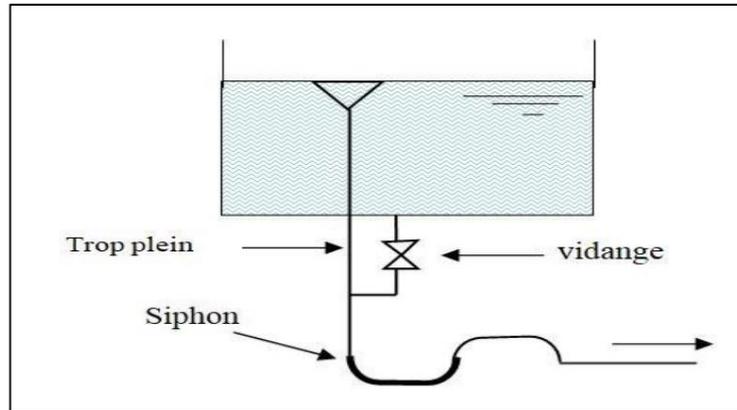


Figure III. 2: Trop plein et vidange [13].

III.6.5 By-pass

En cas d'indisponibilité (nettoyage) ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon le schéma de la figure III.3 : en temps normal la vanne d'amenée (1) et la vanne de distribution (3) sont ouvertes et (2) fermée ; en By-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

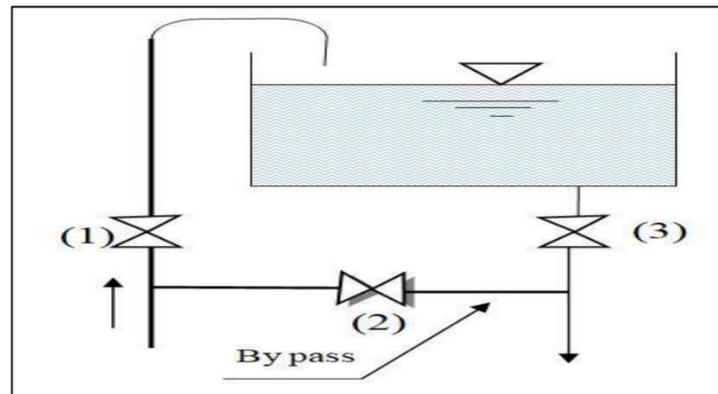


Figure III. 3 : By-pass [13].

III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de disposition :

III.6.6.1 Le système à deux prises

En temps normal : La vanne d'incendie (1) est fermée et la vanne de distribution (2) est ouverte. En cas d'incendie : (1) est ouverte (Figure III.4).

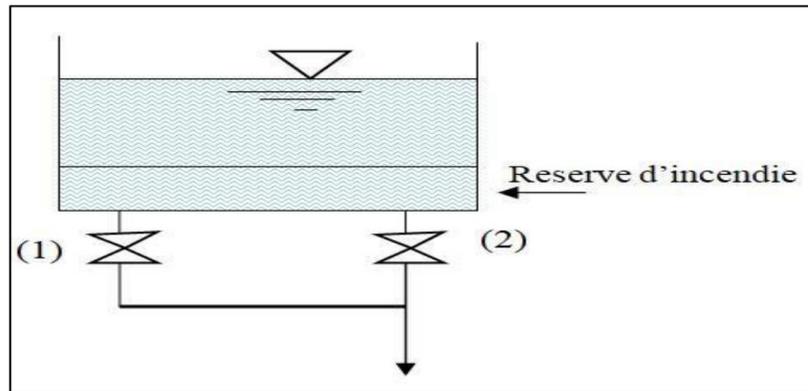


Figure III. 4: Système à deux prises [13].

III.6.6.2 Le système à siphon

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, (1) est ouvert et (2) fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorcerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2) (Figure III.5)

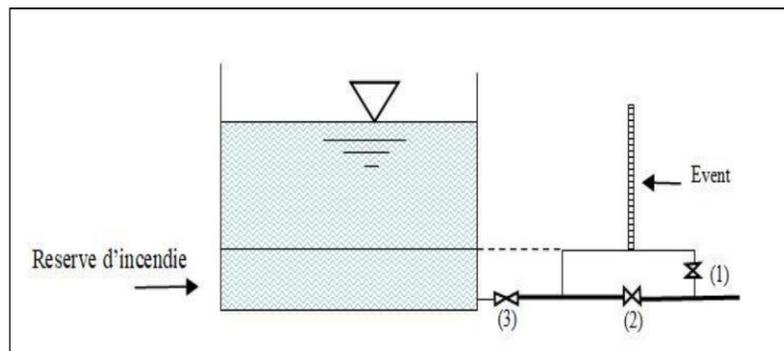


Figure III. 5: Système à siphon [13].

III.7 Entretien des réservoirs

Le réservoir doit se faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : la corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service. [14]

Aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation.

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, ou le prix d'énergie est élevé [10].

Le calcul de la capacité d'un réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique.

III.8.1 Méthode analytique

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

$$V_{\max} = P_{\max j} (\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

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

❖ Détermination de la valeur de P :

Connaissant les valeurs de α_{\max} et β_{\max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire k_{\max} par la relation suivante :

$$k_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \dots\dots\dots(III.2)$$

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe I)
- On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.

- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \dots\dots\dots (III-3)$$

Avec :

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

III.8.2 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 [13].

III.9 Volume total d'un réservoir

Le volume total du réservoir se calcule en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m^3 . Il est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir m^3 .
- V_{max} : volume maximal de stockage.
- V_{inc} : volume d'incendie ($V_{inc} = 120 \text{ m}^3$).

➤ Calcul du diamètre

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

$$D = \left(\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (III.5)$$

- D_r : 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 :

$$H_{inc} = \left(\frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (III.6)$$

- 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

III.10.1 Capacité du réservoir R1(Boufas)

Tableau III. 1: Dimensionnement du réservoir R1.

Heures	Apports		Distribution R1		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	46.55	1.2	11.17	2.5		2.5
1-2	5	46.55	1.2	11.17	2.5		5
2-3	5	46.55	1.2	11.17	2.5		7.5
3-4	5	46.55	1.2	11.17	2.5		10
4-5	5	46.55	2.2	20.48	2		12
5-6	5	46.55	2.6	24.21	1.5		13.5
6-7	5	46.55	4.5	41.89	1		14.5
7-8	5	46.55	6	55.86		-0.5	14
8-9	5	46.55	6	55.86		-0.5	13.5
9-10	5	46.55	6	55.86		-0.5	13
10-11	5	46.55	5.5	51.21		-0.5	12.5
11-12	5	46.55	5.5	51.21		-0.5	12

Heures	Apports		Distribution R1		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
12-13	5	46.55	7.9	73.55		0	12
13-14	5	46.55	5.5	51.21		0	12
14-15	5	46.55	5	46.55		-0.5	11.5
15-16	5	46.55	5.5	51.21		-1	10.5
16-17	5	46.55	6	55.86		-1	9.5
17-18	5	46.55	5.5	51.21		-1	8.5
18-19	5	46.55	6	55.86		-3	5.5
19-20	5	46.55	4.3	40.04		-3.5	2
20-21	0	0	5	46.55		-3.5	-1.5
21-22	0	0	3	27.93		-3	-4.5
22-23	0	0	2	18.62	1.5		-3
23-24	0	0	1.2	11.17	3		0
TOTAL	100	931.05	100	931.05			

D'après le tableau (III.1) on déduire le Pourcentage maximal de stockage est de :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

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

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

Donc : $P_{\max} = |14.5| + |-4.5| = 19 \%$

On a $Q_{\max} = 931.05 \text{ m}^3/\text{h}$

$$V_{\max} = P_{\max j} \times \frac{Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots (III.8)$$

$$V_{\max} = 176.9 \text{ m}^3$$

On prend $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$ ce qui donne le volume de réservoir :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots (III.9)$$

$$V_T = 296.9 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir R1 = 300 m^3

➤ **Diamètre de réservoir R1 :**

$$V_{R1} = S \times H \dots\dots\dots (III.10)$$

$$V_{R1} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H ; \quad \longrightarrow \quad D_r = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}}$$

H : C'est la hauteur du réservoir = 4 m

V : Volume du réservoir en m^3 ;

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times 4}} = 9.77 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } D = 10 \text{ m.}$$

➤ **Hauteur d'incendie du réservoir R1 :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots (III.11)$$

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 10^2} = 1.528 \text{ m}$$

III.10.2 Capacité du réservoir R2(El-mantaya)

Tableau III. 2: Dimensionnement du réservoir R2.

Heures	Apports		Distribution R1		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	77.58	1.2	18.62	4		4
1-2	5	77.58	1.2	18.62	4		8
2-3	5	77.58	1.2	18.62	4		12
3-4	5	77.58	1.2	18.62	2		14
4-5	5	77.58	2.2	34.14	2		16
5-6	5	77.58	2.6	40.35	1		17
6-7	5	77.58	4.5	69.83	1		18
7-8	5	77.58	6	93.10		-1	17
8-9	5	77.58	6	93.10		-1	16
9-10	5	77.58	6	93.10		-1.5	14.5
10-11	5	77.58	5.5	85.35		-1.5	13
11-12	5	77.58	5.5	85.35		-0.5	12.5
12-13	5	77.58	7.9	122.57		0.5	12
13-14	5	77.58	5.5	85.35		0	12
14-15	5	77.58	5	77.59		-0.5	11.5
15-16	5	77.58	5.5	85.35		-1	10.5

Heures	Apports		Distribution R1		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
16-17	5	77.58	6	93.10		-1	9.5
17-18	5	77.58	5.5	85.35		-2	7.5
18-19	5	77.58	6	93.10		-5	2.5
19-20	5	77.58	4.3	66.72		-4	-1.5
20-21	0	0	5	77.59		-3.5	-5
21-22	0	0	3	46.55		-1	-6
22-23	0	0	2	31.03	3		-3
23-24	0	0	1.2	18.62	3		0
TOTAL	100	1551.73	100	1551.73			

D'après le tableau III.1 on déduire le Pourcentage maximal de stockage est de :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec

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

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

Donc : $P_{\max} = |18| + |-6| = 24 \%$

On a $Q_{\max} = 1551.73 \text{ m}^3/\text{h}$

$$V_{\max} = P_{\max j} \times \frac{Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots (III.13)$$

$V_{\max} = 372.42 \text{ m}^3$

On prend $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$ ce qui donne le volume de réservoir :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots (III.14)$$

$$V_T = 492.42 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir R2 = 500 m³

➤ **Diamètre de réservoir R2 :**

$$V_{R1} = S \times H \dots\dots\dots (III.15)$$

$$V_{R1} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H ; \quad \longrightarrow \quad D_r = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}}$$

H : C'est la hauteur du réservoir = 4 m

V : Volume du réservoir en m³ ;

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times 4}} = 12.62 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } D = 13 \text{ m.}$$

➤ **Hauteur d'incendie du réservoir R2 :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots (III.16)$$

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 13^2} = 0.904 \text{ m}$$

III.10.3 Dimensionnement de la bache à eau de la station de pompage SP

Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est t=1/4heure.

$$V_{SP} = Q_{\text{max.h}} \times t \dots\dots\dots (III.17)$$

V_{SP} : Volume de la station de reprise (m³)

Q : Débit arrivant à la station de pompage (m³/h)

T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t = 0.25 h)

Le volume de la (STP) :

$$V_{SP} = \frac{2482.79 \times 0.25}{20} = 31.03 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée de la bache à eau est 50 m³.

La figure III.6 représente le schéma des réservoirs :

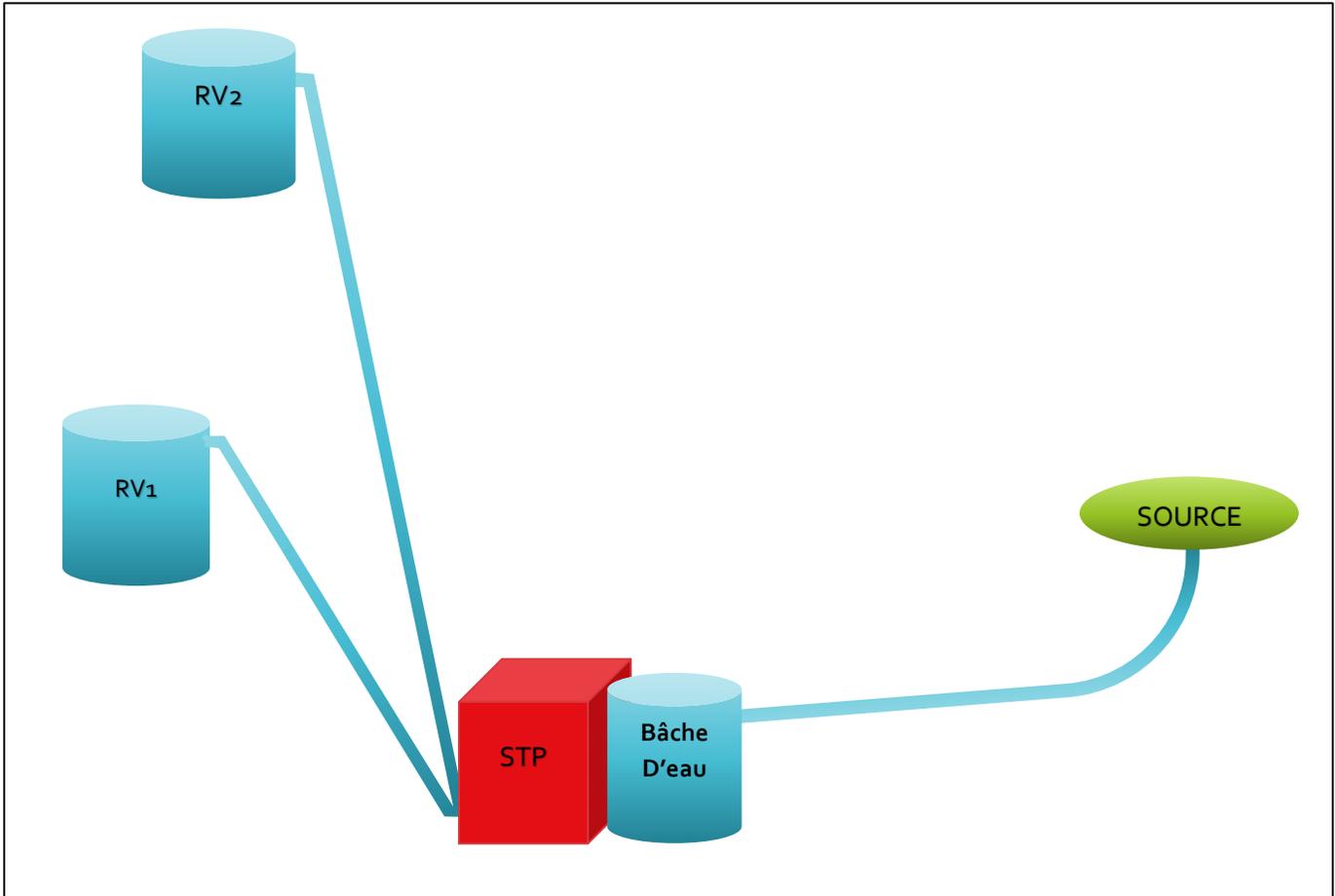


Figure III. 6: schéma de réservoirs.

III.11 Conclusion :

Le dimensionnement des réservoirs nous a permis de déterminer les dimensions des ouvrages de stockage (réservoir).

Dans ce chapitre, notre étude nous a amené à réaliser deux réservoirs un de 500 m³ et l'autre 300 m³.

Après avoir fait le dimensionnement final du réservoir, nous allons nous intéresser au dimensionnement de la conduite d'adduction qui aura comme objectif de véhiculer l'eau de la station de pompage vers le réservoir.

Chapitre IV

Adduction

IV.1 Introduction

L'adduction désigne l'ensemble des techniques et des ouvrages destinés à acheminer l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) jusqu'à un lieu de stockage ou de distribution. On distingue deux principaux procédés d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : l'eau se déplace sous l'effet de la pesanteur, soit par un aqueduc avec écoulement à surface libre de l'eau sans pression, soit dans des conduites forcées.
- **Adduction par refoulement** : dans ce cas, l'eau se trouve à un niveau bas par rapport au point où elle sera stockée, ce qui nécessite l'utilisation d'une station de pompage pour la propulser vers son lieu de stockage.

Dans les deux cas, un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques est nécessaire pour acheminer l'eau de manière efficace et sécurisée.

IV.2 Choix du tracé

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

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes ;
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible ;
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible ;
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité Technique et économique [15].

Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences comme :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et 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 de transport ;
- De la durée de vie ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

Parmi les conduites les plus utilisées, on cite :

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

IV.3 Organes et accessoires de l'adduction

IV.3.1 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 [16] :

a) *Robinet vanne*

C'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 IV.1) :

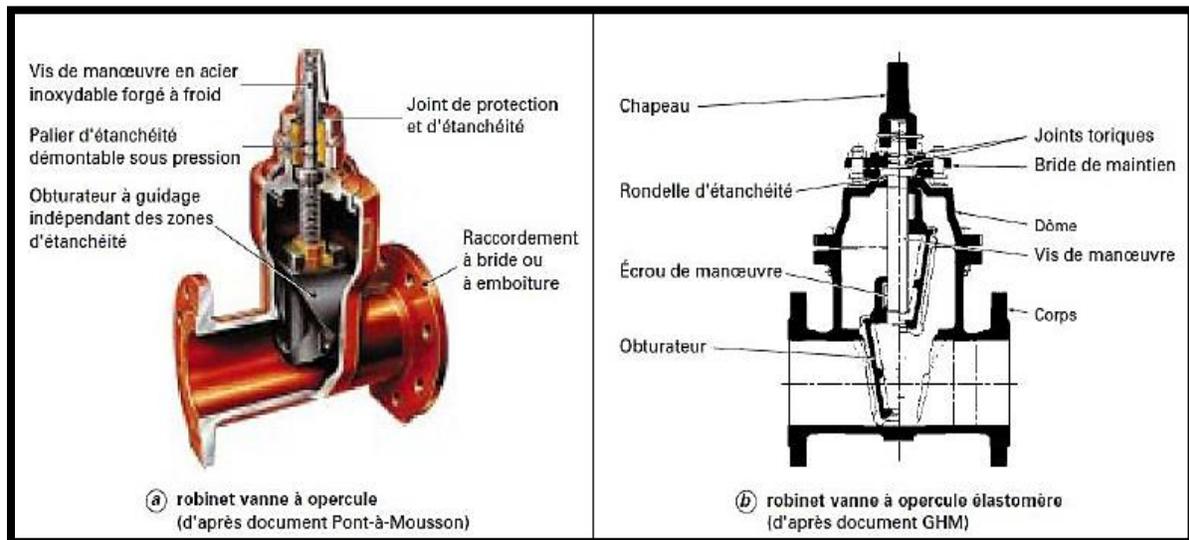


Figure IV. 1: Robinet vanne à opercule.

b) *Robinet vanne papillon*

C'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon, (Figure IV.2) :

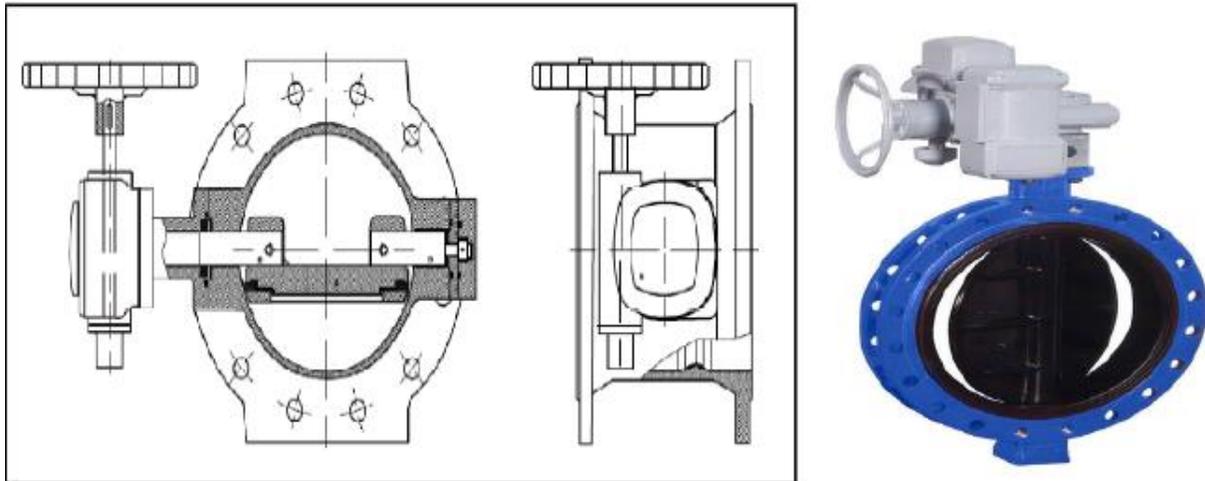


Figure IV. 2: Robinet vanne papillon.

IV.3.2 Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se produisent au niveau des canalisations [16].

a) Ventouse

Elle sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Les ventouses sont placées aux points hauts des canalisations.

b) Clapet

Il est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

c) Vanne de vidange

Elle joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas.

IV.3.3 Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite [16] :

a) Vanne de régulation du débit

Elle limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne variations de pression amont et aval.

b) Vanne de régulation de la pression amont

Elle 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.

c) Vanne de régulation de la pression aval

Son but est de fournir une pression constante à l'aval.

IV.3.4 Organes de branchement

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

a) Les coudes

Ils sont destinés pour le changement de direction.

b) Les téés

Ils raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.

c) Les cônes

Ils joignent des conduites de diamètres différentes.

IV.4 Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudié les besoins : quantité d'eau à fournir, type d'agglomération... etc., il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

IV.5 L'air dans la tuyauterie

Le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure IV.3, le profil d'une adduction présentant plusieurs points bas et de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité [24] :

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

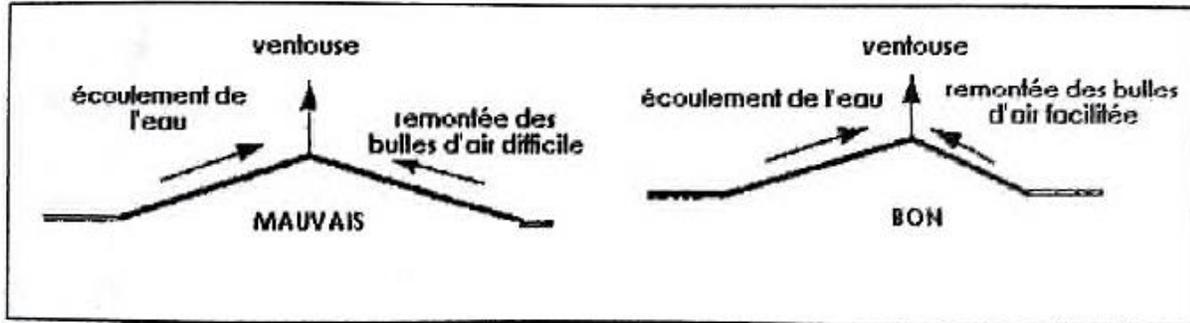


Figure IV. 3: Emplacement préférable des ventouses.

IV.6 Choix du site de stockage

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux contraintes suivantes :

- Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s) ;
- Être plus près des usagers.

IV.7 Description du schéma d'adduction

Le schéma d'adduction du présent projet est donné dans la figure IV.6, le système d'adduction retenu est constitué de tronçons gravitaires et de refoulement :

- Le point de démarrage est la source de montagne qui a situé à une côte de 730 m L'eau s'écoulera gravitairement avec un débit de 29 l/s jusqu'à la bache d'eau qui situé à une côte de 701 m sur un linéaire de 1313 m.
- À partir de ce dernier l'eau sera pompée vers le réservoir R1 de capacité 300 m³, située à une côte 737 m sur un linéaire de 400 m.

D'autre part, l'eau sera refoulée de la bache d'eau vers le réservoir R2 de capacité 500 m³, située à une côte 844 m, sur une longueur de 880 m.

Le schéma d'adduction est représenté dans la figure IV.4 :

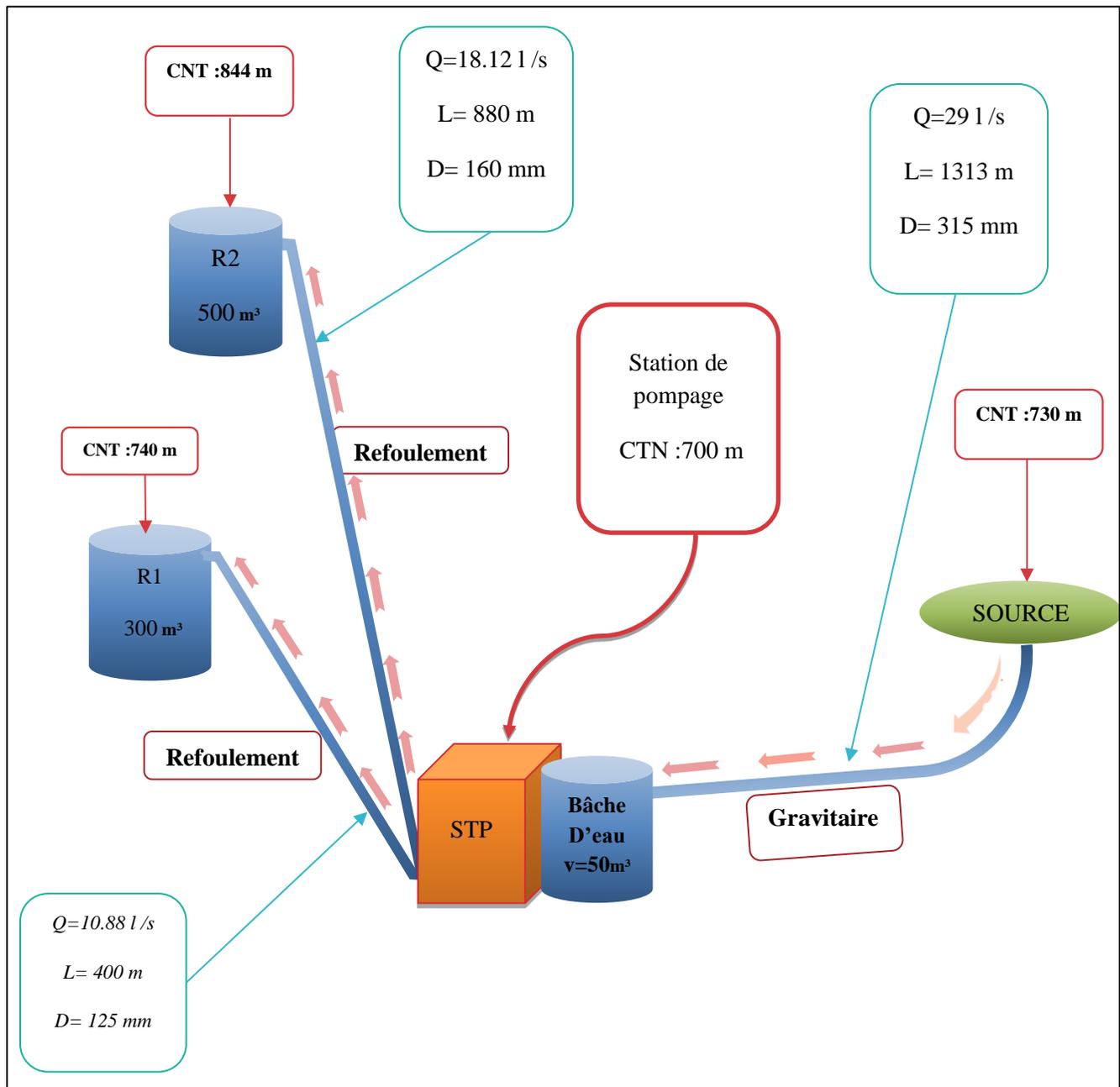


Figure IV. 4: schéma générale de l'adduction de la zone d'étude.

IV.8 Etude Technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur [11] :

- Les frais d'amortissement des conduites qui croissent avec les diamètres des canalisations.

- Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

IV.8.1 Calcul du diamètre économique

- **1^{er} Cas : adduction gravitaire :**

Les conduites gravitaires sont dimensionnées en tenant compte de la plage de vitesse d'écoulement souhaitée, qui varie entre V_{\min} et V_{\max}

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\max} \times \pi}} \dots \dots \dots (IV.1)$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\min} \times \pi}} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

V_{\min} : la vitesse minimale de l'écoulement (0.5 m/s)

V_{\max} : la vitesse maximale de l'écoulement (1.5 m/s)

D_{\min} : diamètre minimal de la conduite (m)

D_{\max} : diamètre maximal de la conduite (m)

- **2^{eme} Cas : adduction par refoulement :**

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS, ces formules sont données comme suit :

- Formule de BONNIN :

$$D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV.3)$$

- Formule de BRESS :

$$D_{\text{BRESS}} = 1.5 \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

- D_{BONNIN} : Diamètre de la conduite en (m) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite en (m³/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par les deux Formules.

Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

IV.8.2 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

$$V = (4 * Q) / (\pi * D^2) \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

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

IV.8.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours ; on distingue :

IV.8.3.1 Pertes de charge linéaires HL

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations, peuvent être tirées d'abaques ou calculées. Elles sont déterminées par la formule de **DARCY-WEISBACH** :

$$H_L = J * L = \lambda * (L / D_{int}) * (V^2 / 2g) \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$J = (8 * \lambda * Q^2) / (\pi^2 * g * D^5) \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec

- J : Pertes de charge unitaire en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m) ;
- L : Longueur de la conduite ;
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de **COLEBROOK**.

$$(1/\sqrt{\lambda}) = -2 \cdot \log [(K/3.7 \cdot D) + (2.51/(Re \cdot \sqrt{\lambda}))] \dots\dots\dots (IV.8)$$

Où :

- **D** : Diamètre de la conduite. (en m) ;
- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi,

Avec :

$$K = k_0 + \alpha \cdot T_u = 1,2 \text{mm} = 0,0012 \text{m} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Où :

- **k₀** : Rugosité de la conduite à l'état neuf est égale pour le PEHD : $k_0 = 0.01 \text{mm}$;
- **α** : Coefficient de vieillissement de la conduite ($\alpha = 0,04 \text{mm/an}$), déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT (Annexe (1)) ;
- **T_u** : Durée d'utilisation de la conduite (30 ans) ;
- **Re** : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule.

$$Re = (V \cdot D) / \nu \dots\dots\dots (IV.10)$$

Avec :

- **ν** : Viscosité cinématique de l'eau qui est égale :
- À 10°C $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$;
- À 20°C $\nu = 1,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$;
- À 30°C $\nu = 0,08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$.

IV.8.3.2 Pertes de charge singulières H_S

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets...etc, et estimées à 15% des pertes de charge linéaires :

$$h_S = 0.15 \cdot H_L \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

- **h_S** : Perte de charge singulière (m) ;
- **H_L**: Perte de charge linéaire (m).

IV.8.3.3 Pertes de charge totales H_T

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H_T = H_L + h_S \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec :

- h_s : Perte de charge singulière (m) ;
- H_L : Perte de charge linéaire (m) ;
- H_T : Perte de charge totale (m).

IV.9 Calcul hydraulique

IV.9.1 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 [16] :

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

Avec :

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

IV.9.2 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 :

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

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.9.3 Energie consommée par la pompe

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

$$E = P_a \times t \times 365 \dots \dots \dots (IV-15)$$

Avec :

- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh),
- **P_a**: Puissance absorbée par la pompe (KW),
- **t** : Temps de pompage par jour (t = 24h).

IV.9.4 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante [17] :

$$F_{exp} = E \times e' \dots \dots \dots (IV-16)$$

Avec :

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

IV.9.5 Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante [18] :

$$F_{am} = P_u \times A \times L \dots \dots \dots (IV-17)$$

Avec :

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

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

Avec :

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

D'où

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

Soit : **A** = 0.088

IV.9.6 Calcul du bilan

Le bilan est calculé par la formule suivante [16] :

$$BL = F_{exp} + F_{am} \dots \dots \dots (IV-19)$$

IV.10 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

IV.10.1 Adduction gravitaire : tronçon 1 (SR – SP)

On a:

$$Q = 0.029 \text{ m}^3/\text{s}, L = 1313 \text{ m}, H_g = 25 \text{ m}$$

$$D_{\min} = 0.157 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0.273 \text{ m}.$$

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD sont : 160mm (PN16), 315 mm (PN16).

a) Calcul de HMT

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le Tableau IV.3

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

Dext(m)	Dint(m)	V(m/s)	Re	λ	L(m)	HL(m)	HS(m)	Ht (m)	Hmt(m)
0.160	0.1308	2.1593	282436.354	0,02460614	1313	58.70	5.87	64,57	224,57
0.315	0.2578	0.5559	143299.748	0,01677441	1313	1.35	0.134	1,48	161,48

b) Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau IV.2 :

Tableau IV. 2: Frais d'exploitation du tronçon (SR-SP).

Dext (m)	Dint(m)	Q(m ² /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
0.160	0.1308	0.029	224.57	85.18327	746205.445	3484779.43
0.315	0.2578	0.029	161.48	61.25257	536572.553	2505793.93

c) Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau IV.3 :

Tableau IV. 3: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR-SP).

Dext (m)	Dint(m)	Prix (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0.160	0.1308	2151.15	1313	0.0888	250812.044
0.315	0.2578	8026.99	1313	0.0888	935902.083

d) Frais totaux

Après avoir calculé les frais d'exploitations et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau IV.4 :

Tableau IV. 4: Bilan global des frais du tronçon (RV-SP).

Dext(m)	D int(m)	V(m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Totaux (DA)
0.160	0.1308	2.1593	3484779.43	250812.044	3735591.47
0.315	0.2578	0.5559	2505793.93	935902.083	3441696.013

D'après le tableau IV.4 on trouve que le diamètre le plus économique est 315 mm avec une vitesse acceptable de 0.556 m/s.

IV.10.2 Adduction par refoulement : tronçon 2 (SP –R1)

On a :

$$Q = 0.01088 \text{ m}^3/\text{s}, L = 400 \text{ m}, H_g = 40\text{m}$$

$$DBONNIN = 0.1043 \text{ m.}$$

$$DBRESS = 0.1565 \text{ m.}$$

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD PN16 sont : 110 mm (PN16) ,160 mm (PN16)

a) Calcul de HMT

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le tableau IV.5 :

Tableau IV.5 : Calcul de la Hmt du tronçon (SP – R1).

Dext(m)	D int(m)	V(m/s)	Re	λ	L(m)	HL(m)	HS(m)	Ht (m)	Hmt (m)
0.110	0.090	1.71	153998.585	0.031592	400	20.95	2.10	23.05	183.05
0.160	0.1308	0.81	105962.33	0.016670	400	1.71	0.17	1.88	161.88

b) Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau IV.6 :

Tableau IV. 5: Frais d'exploitation du tronçon (SP – R1).

Dext (m)	Dint(m)	Q(m ² /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
0.110	0.090	0.01088	183,05	26.0497	228195.354	1065672.3
0.160	0.1308	0.01088	161,88	23.0366	201800.577	942408.695

c) Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau IV.7 :

Tableau IV. 6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – RVI).

Dext (m)	Dint(m)	Prix (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0.110	0.090	1026.15	400	0.0888	36448.848
0.160	0.1308	2151.15	400	0.0888	76408.848

d) Frais totaux

Après avoir calculé les frais d'exploitations et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau IV.8 :

Tableau IV. 7: Bilan global des frais du tronçon (SP – R1).

Dext (m)	D int (m)	V(m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Totaux (DA)
0.110	0.090	1.71	1065672.3	36448.848	1102121.15
0.160	0.1308	0.81	942408.695	76408.848	1018817.543

D'après le tableau IV-8 on trouve que le diamètre le plus économique est 160 mm avec une vitesse acceptable de 0.81 m/s.

IV.10.3 Adduction par refoulement : Tronçon 3 (SP – RV2)

On a:

$Q = 0.01812 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 880 \text{ m}$, $H_g = 147 \text{ m}$.

$DBONNIN = 0.1346 \text{ m}$.

$DBRESS = 0.2019 \text{ m}$.

D'où, les diamètres nominalisés pour Le PEHD sont : 160 mm (PN16), 250 mm (PN16).

a) Calcul de HMT

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le Tableau IV.9 :

Tableau IV. 8: Calcul de la Hmt du tronçon (SP – RV2).

Dext (m)	Dint(m)	V(m/s)	Re	λ	L(m)	HL(m)	HS(m)	Ht (m)	Hmt (m)
0.160	0.1308	1.3492	176474.026	0,024619	880	15.37	1.54	16.90	176.90
0.250	0.2046	0.5515	112819.172	0,0189751	880	1.26	0.13	1.39	161.39

b) Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau IV.10 :

Tableau IV. 9: Frais d'exploitation du tronçon (SP – R2).

Dext (m)	Dint(m)	Q(m ² /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
0.160	0.1308	0.01812	176.90	41.9280	367289.28	1715240.94
0.250	0.2046	0.01812	161.39	38.2513	335081.195	1564829.18

c) Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau IV.11 :

Tableau IV. 10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – RV2).

Dext (m)	Dint(m)	Prix (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0.160	0.1308	2151.15	880	0.0888	168099.466
0.250	0.2046	5226.5	880	0.0888	408419.616

d) Frais totaux

Après avoir calculé les frais d'exploitations et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau IV.12 :

Tableau IV. 11: Bilan global des frais du tronçon (SP – RV2).

Dext (m)	D int (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Totaux (DA)
0.160	0.1308	1.3491898	1715240.94	168099.466	1883340.41
0.250	0.2046	0.55141335	1564829.18	408419.616	1973248.99

D'après le tableau IV.12 on trouve que le diamètre le plus économique est 160 mm avec une vitesse acceptable de 1.349 m/s.

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

Tableau IV. 12: représente le récapitulatif des diamètres choisis.

Type d'adduction	Tronçon	Type des matériaux de la conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)
Gravitaire	SR– SP	PEHD(PN16)	1313	315
Refolement	SP – RV1	PEHD(PN16)	400	160
	SP – RV2	PEHD(PN16)	880	160

IV.12 Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refolement. Pour le tronçon 1 (SR-SP) le diamètre le plus économique est 315 mm avec une vitesse acceptable de 0.556 m/s, pour le tronçon 2 (SP – RV1) le diamètre est 160 mm avec une vitesse acceptable de 0.81 m/s et pour le tronçon 3 (SP-RV2) le diamètre est 160 mm avec une vitesse acceptable de 1.349 m/s. Après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refolement. Ce qui sera l'objectif du Chapitre suivant.

Chapitre v

Pompes et stations de pompage

V.1 Introduction

Les pompes sont des appareils mécaniques servant à véhiculer un liquide d'un endroit à un autre. La pompe doit fournir une certaine pression appelée hauteur manométrique totale, qui dépend des conditions d'aspiration et de refoulement ; par conséquent on peut dire que le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

V.2 Classifications des pompes

Le classement des pompes se fait suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe ; donc on classe ces derniers en deux grandes catégories [15] :

V.2.1 Les pompes volumétriques

Leurs principes de fonctionnement consistent à déplacer des volumes élémentaires de liquide de l'aspiration vers le refoulement. On cite les pompes à pistons, ces dernières sont utilisées pour des grandes pressions de refoulement.

Le déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement se fait par un mouvement de

- ✓ Translation
- ✓ Rotation
- ✓ Ou mixte (translation et rotation)

V.2.2 Les turbopompes

Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor" ; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement.

On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants [19] :

1. Selon le type de la roue

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes hélico-centrifuges
- Les pompes hélices (axiales).

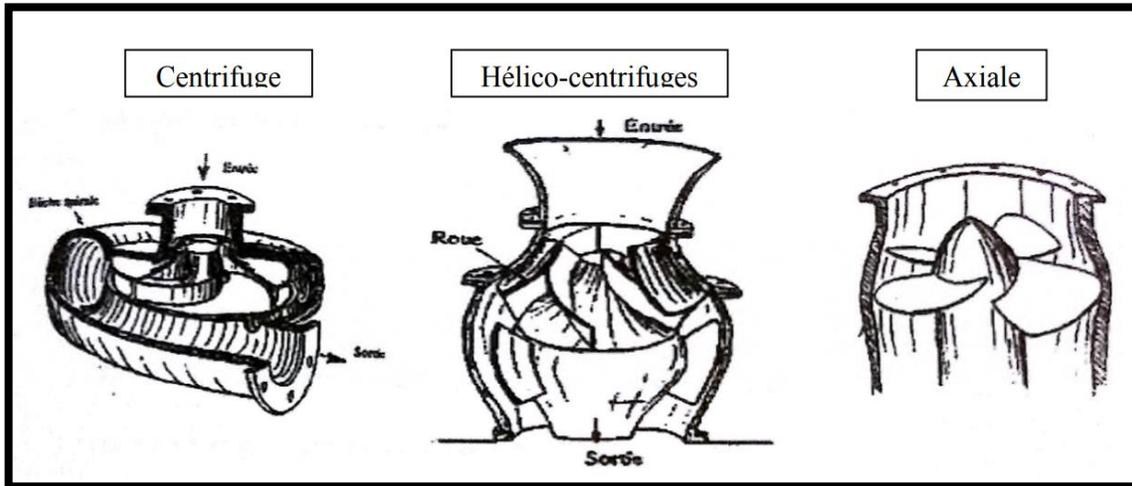


Figure V. 1: Les types des pompes selon la forme de la roue.

2. Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule.

3. Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales.
- Les pompes horizontales.

4. Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

5. Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression.
- Moyenne pression.
- Haute pression.

V.3 Choix des pompes

Le choix des pompes à installer se portera sur les critères suivants [15] :

- Le débit a refoulé la hauteur d'élévation d'eau (Hmt) ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau ;
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

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 encombrant, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies sur les bâtiments abritant les installations de pompage.

V.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Les critères les plus importants des pompes sont [19] :

V.4.1 Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charges à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suite :

$$HMT = H_g + J_{asp} + J_{ref} \dots \dots \dots (V.1)$$

HMT : hauteur manométrique totale en (m) ;

H_g : hauteur géométrique en (m) ;

J_{asp} : perte de charge à l'aspiration en (m) ;

J_{ref} : perte de charge au refoulement en (m).

V.4.2 La vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

V.4.3 Le débit de pompage (Q)

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, ce débit est noté « Q ».

Le débit Q est fonction de la vitesse moyenne V d'écoulement du liquide et du Diamètre D de la canalisation :

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4} \dots \dots \dots (V.2)$$

V.4.4 Les puissances utiles et absorbées

V.4.4.1 Puissance absorbée par la pompe (P_a)

La puissance absorbée (P_a) qui est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe, Cette puissance est donnée par la loi suivante [16] :

$$P_a = \rho \cdot g \cdot H_{mt} \cdot Q / \eta \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :

P_a : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

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

η : Rendement de la pompe (%) ;

ρ : masse volumique de l'eau = $1000 \text{ kg} / m^3$.

V.4.4.2 La puissance hydraulique ou la puissance utile (P_u)

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, noté P_u [16] :

$$P_u = P_h = \rho \cdot g \cdot H \cdot Q \dots\dots\dots (V.4)$$

V.4.4.3 Le rendement de la pompe (η)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a . Il est calculé comme suit :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho \cdot g \cdot H \cdot Q}{P_a} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

- P_u : puissance utile en (W) ;
- η : Le rendement de la pompe.
- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- Q : débit a relevé en (m^3/s) ;
- H : hauteur d'élévation en (m).

V.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les pompes centrifuges sont caractérisées par des courbes qui expriment leurs performances, il existe trois types, à savoir [20] :

V.5.1 La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$

Elle exprime la variation des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

V.5.2 La courbe Rendement – Débit $\eta = f(Q)$

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

V.5.3 La courbe des Puissances absorbées – Débit $P_a = f(Q)$

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

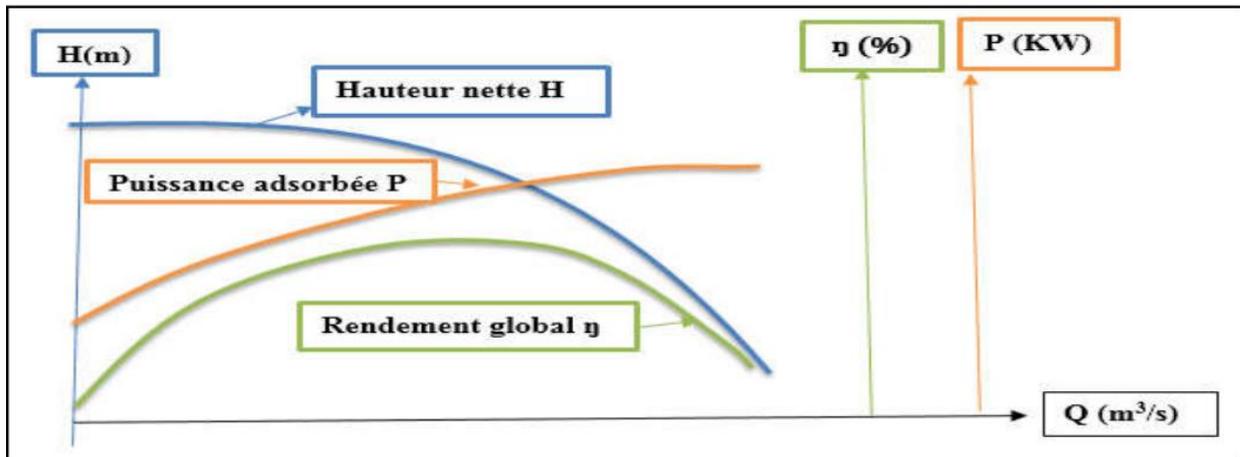


Figure V. 2: Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.6 Caractéristiques d'une conduite

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élévation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante [21] :

$$H_c = H_g + a \times Q^2 \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

$a \times Q^2$: Perte de charge au point considéré (m) ;

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

a : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;

H_c : Caractéristique de la conduite (m).

V.7 Couplage des pompes

Dans la pratique, et pour des raisons économiques, on monte souvent plusieurs pompes en tenant compte des contraintes techniques, On distingue deux types de couplages : [20]

V.7.1 Couplage en parallèle

Dans ce type de couplage les pompes refoulent dans une conduite commune. À condition que les pompes utilisées atteignent la même hauteur de refoulement en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes. Les montages en parallèle offrent l'avantage de permettre le fonctionnement d'une seule pompe lorsque les besoins sont faibles, et l'activation de pompes supplémentaires en cas d'augmentation du débit de refoulement (Figure V.3).

V.7.2 Couplage en série

Dans ce type de couplage, les pompes ayant les mêmes débits de refoulement sont disposées les unes à la suite des autres, Cette disposition permet de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes, elle est souvent plus économique qu'une pompe unique avec une hauteur de refoulement élevée (Figure V.4).

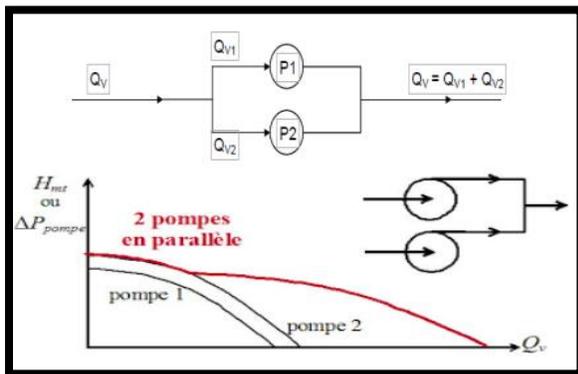


Figure V. 3: Couplage en parallèle.

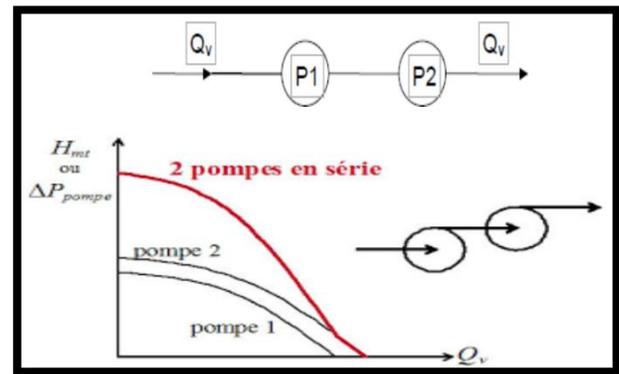


Figure V. 4: Couplage en série.

V.8 Point de fonctionnement

V.8.1 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ». (Voir figure V.5).

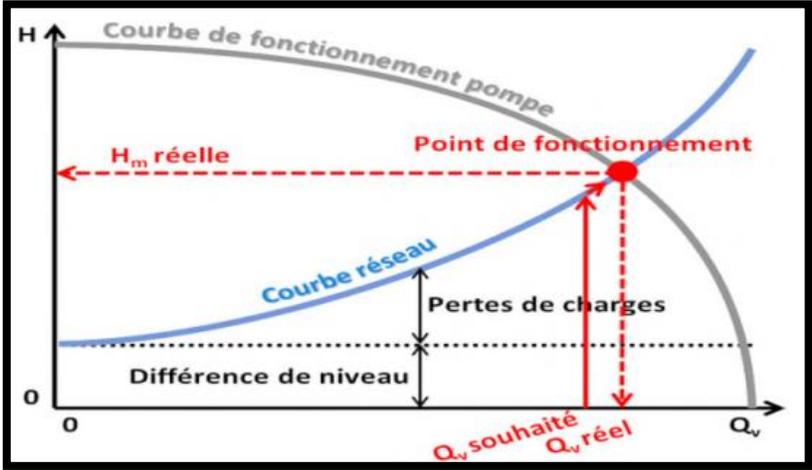


Figure V. 5: point de fonctionnement d'une pompe.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H_d et Q_d déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées [20].

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

- **Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage :**

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré ; pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant. Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_d = 24$ est de :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 24 \times Q_1 \dots\dots\dots (V.7)$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q_2 pendant un temps T .

Donc on peut écrire :

$$Q_1 \times T_1 = 20 \times Q' \dots\dots\dots (V.8)$$

D'où :

$$T' = \frac{20 \times Q_1}{Q'} \dots\dots\dots (V.9)$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times H_1}{\eta} \text{ (kw)} \dots\dots\dots (V.10)$$

▪ **Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage) :**

La régulation par étouffement ou bien le vannage consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q désiré [22].

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \text{ (KW)} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \dots\dots\dots (V.12)$$

Où :

H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;

h : Perte de charge engendrée par vannage en (m) ;

H₁ : La hauteur manométrique totale du point désiré ;

η : Le rendement (%) ;

P_a : La puissance absorbée par la pompe ;

Q₁ : Débit au désiré.

▪ **Troisième variante : Rognage de la roue**

Le rognage de la roue consiste à la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré [13].

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec :

- **m**: Coefficient de rognage ;
- **D₁** : Diamètre de la roue avant rognage ;
- **D₂**: Diamètre de la roue après rognage.

Donc, le nouveau diamètre (**D₂**) sera :

$$D_2 = \frac{D_1}{m} \dots\dots\dots (V.14)$$

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = (1 - m) \times 100 \text{ (}\%) \dots\dots\dots (V.15)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (KW)} \dots\dots\dots (V.16)$$

▪ **Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation**

Cette méthode consiste à varier la vitesse de rotation. La diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et la puissance absorbée.

On cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation :

$H = a \times Q^2$ Passant par l'origine et par le point P1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue $P_3 (Q_3, H_3)$ [13].

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (Tr/min)} \dots\dots\dots (V.17)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (KW)} \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

- N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;
- N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;
- Q_3 : Débit au point homologue de P1.

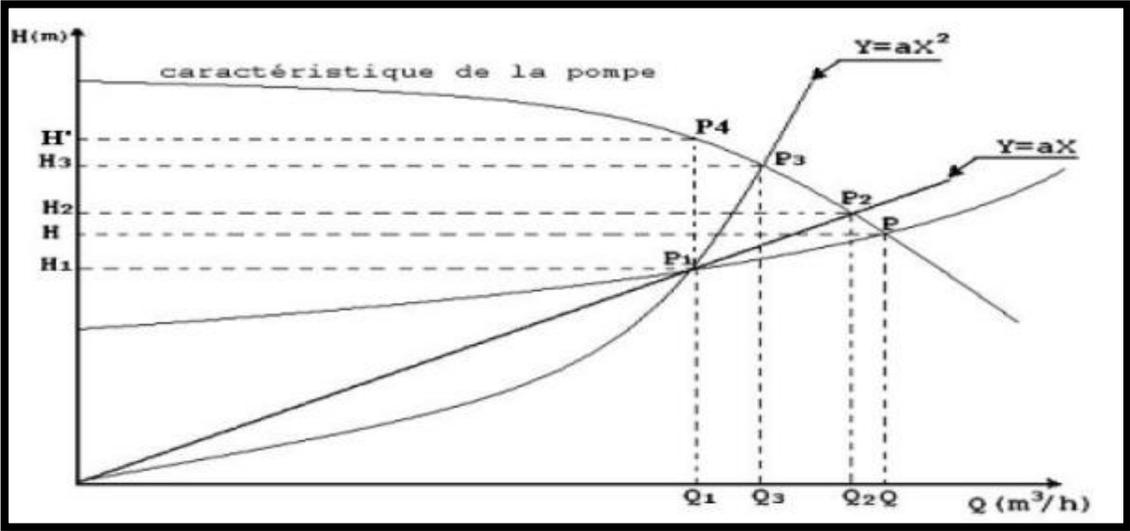


Figure V. 6: Recherche de point de fonctionnement désiré.

V.9 Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Des bulles d’air se forment provoquant d’importantes perturbations dans les zones de pression les plus élevées. La cavitation est reconnaissable à un bruit de cailloux brassés ou à des crépitements. Elle s’accompagne de vibrations, d’érosion des aubages et se traduit par une chute brutale des courbes caractéristiques [22].

Pour éviter la cavitation dans les pompes, on doit assurer une certaine pression à l’aspiration dite “charge nette minimale disponible à l’aspiration $NPSH_d$ ” donnée par l’utilisateur, qui doit être supérieure à “ la charge nette minimale requise $NPSH_r$ ” donnée par le constructeur.

La condition de non cavitation [13] :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \dots\dots\dots (V.19)$$

➤ Pour une alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) \dots\dots\dots (V.20)$$

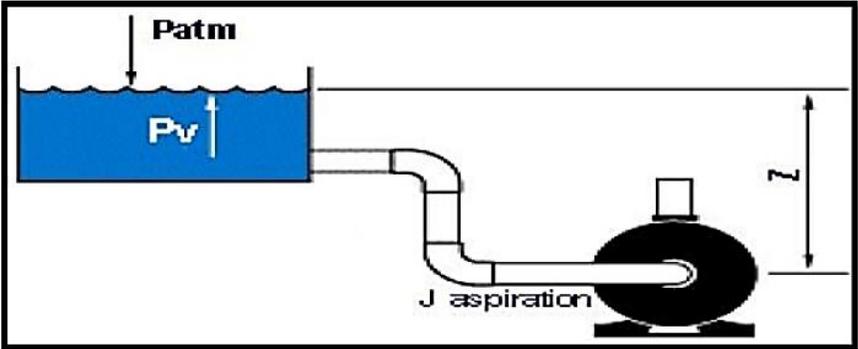


Figure V. 7: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge [23].

➤ Pour l'alimentation en dépression

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v) \dots\dots\dots (V.21)$$

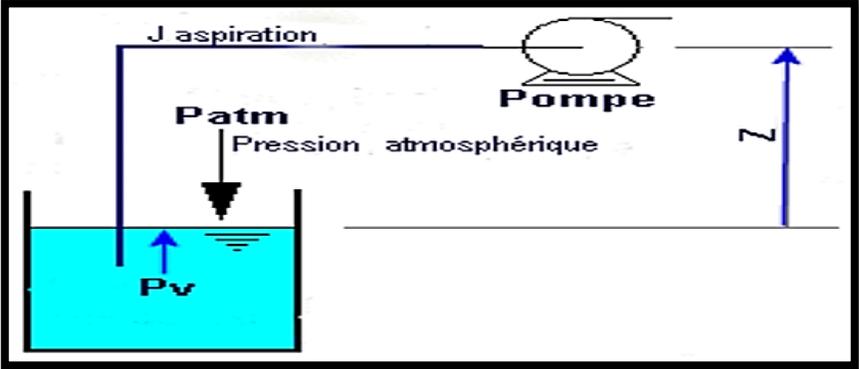


Figure V. 8: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression[23].

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau V.1, dans notre étude on prend $T^\circ=20^\circ\text{C}$ [7].

Tableau V. 1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
TV(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

V.10 Choix des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le catalogue numérique « CAPRARI PUMP TUTOR ». Pour cela, 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.10.1 Tronçon1 SP – RV1

➤ Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 10.88 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 40\text{m}$,
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 161.8758 \text{ m}$.
- Les pertes de charges : $\Delta H = 121.8758 \text{ m}$

V.10.1.1 Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue numérique des pompes, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type (HMU50-1/ 4A) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'Annexe (4) et Le tableau V.2 :

Tableau V. 2: Caractéristiques de la pompe.

N (tr/min)	η (%)	Pa (kw)	NPSHR (m)
2900	70.8	30	2.28

- Le point de fonctionnement P2 (10.9 l/s, 162 m)
- Le point désiré P1 (10.9/s, 162 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure V.9 :

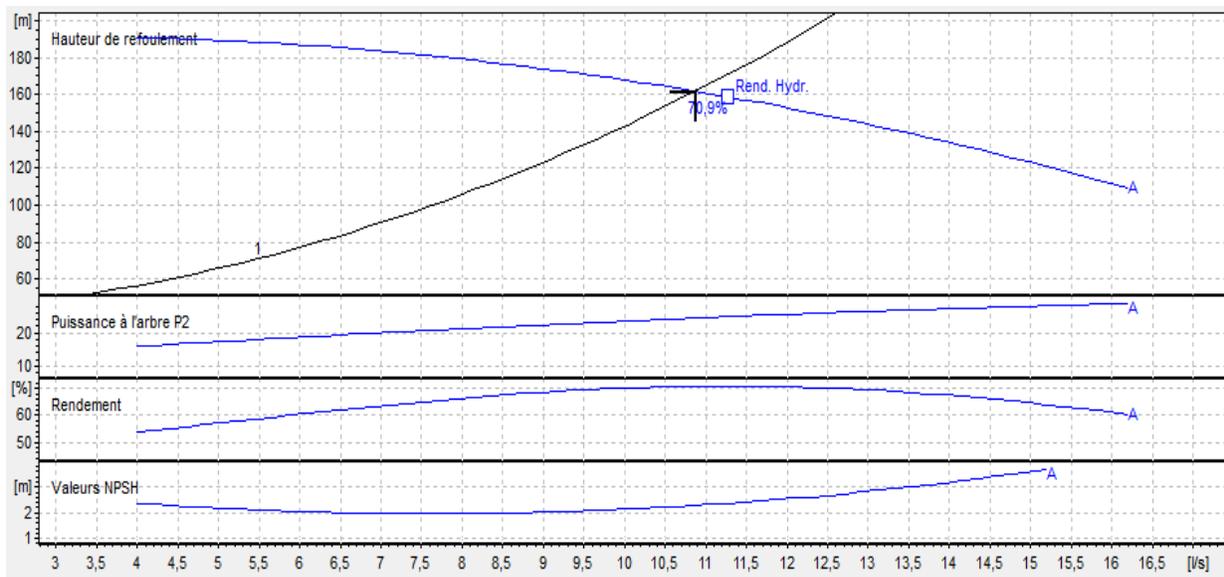


Figure V. 9: Courbe caractéristique de la pompe 1.

D'après la figure (V.9), on remarque que le point de fonctionnement correspond avec le point désiré. Donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

- La côte du point d'aspiration = 701 m
- Côte de l'axe de la pompe = 700 m
- Hauteur de l'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 701 - 700 = 1 \text{ m}$

Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable).

$NPSH_r = 2.28 \text{ m}$

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.01088 \times C_a) = 10.33 - (0.01088 \times 700) = 2.714 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + H_v) \dots \dots \dots (V.29)$$

$$(NPSH)_d = 2.714 + 1 - (0 + 0.24) = 3.474 \text{ m}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$ donc la pompe ne Cavite pas

V.10.2 Tronçon (SP – RV2)

➤ Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 18.12 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 147 \text{ m}$.

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 176.9 \text{ m}$.

- Les pertes de charges : $\Delta H = 29.9 \text{ m}$.

V.10.2.1 Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue numérique des pompes, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (**PM 100/ 10 A**) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'Annexe (5) et le tableau V.3 :

Tableau V. 3: Caractéristiques de la pompe.

N (tr/min)	η (%)	Pa (kw)	NPSHR (m)
1450	76	45	1.91

- Le point de fonctionnement P2 (18.12 l/s, 176.9 m)
- Le point désiré P1 (18.3 l/s, 177 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure V.10 suivante :

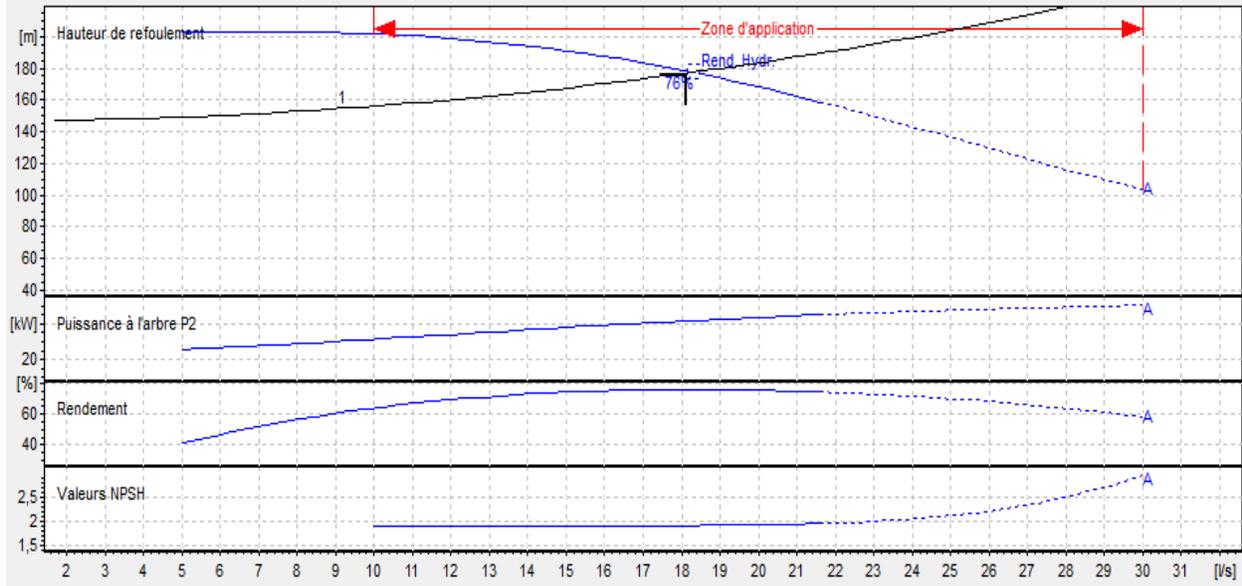


Figure V. 10: Courbe caractéristique de la pompe 2.

D'après la figure (V.10), on remarque que le point de fonctionnement correspond avec le point désiré. Donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

- La côte du point d'aspiration = 701 m
- La côte de l'axe de la pompe = 700 m
- La hauteur d'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 701 - 700 = 1$ m

Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable).

NPSH_r = 1.91 m

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.01812 \times C_a) = 10.33 - (0.01812 \times 700) = 1.53 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_d = P'_0 + H_a - (J_a + H_v)$$

$$(\text{NPSH})_d = 1.53 + 1 - (0 + 0.24) = 2.29 \text{ m}$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ donc la pompe ne Cavite pas

V.11 Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons choisi des pompes qui offrent le meilleur rendement et garantissent un bon fonctionnement du pompage. Nous avons également déterminé, à l'aide d'un catalogue numérique, les types de pompes qui assurent le débit et la pression nécessaires pour le transport de l'eau. nous avons sélectionné une pompes Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type **(HMU50-1/ 4A)** et une autre pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type **(PM 100/ 10 A)**. Enfin, nous avons vérifié l'absence de cavitation des pompes.

Chapitre VI

Protection contre le coup de bélier

VI.1 Introduction

Pour les réseaux d'eau potable, Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement sont exposées à diverses causes de dégradation ou de destruction, qu'elles soient naturelles ou artificielles.

Dans ce chapitre, nous mettrons l'accent sur le phénomène du coup de bélier, car il est crucial d'étudier les moyens de protéger les canalisations qui sont susceptibles d'être endommagées ou détériorées. Par conséquent, il est essentiel de mettre en place des mesures de protection appropriées pour prévenir ces problèmes.

VI.2 Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est un cas particulier de phénomène transitoire, C'est-à-dire un phénomène oscillant se manifestant dans des canalisations sous charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

Elle se caractérise par une onde de pression, positive et négative, provoquée par les variations du régime hydraulique, se propageant à travers le milieu comprenant l'eau et la canalisation qui la contient. Cette onde est caractérisée par sa vitesse de propagation.

Ce phénomène peut engendrer des dommages énormes : matériels, quelques fois des pertes de vies humaines, il est par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou moins de les réduire.

VI.3 Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [17] :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimenté.

VI.4 Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la Dépression.

VI.5 Moyens de protection contre le coup de bélier

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier. Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manoeuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité. Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement [13].

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants [24] :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les clapets by-pass ;
- Les cheminées d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les vannes de fermeture lente ;
- Les réservoirs d'admission et de purge d'air.

VI.5.1 Volant d'inertie

Il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège contre les dépressions.

La figure VI.1 donne le volant d'inertie.

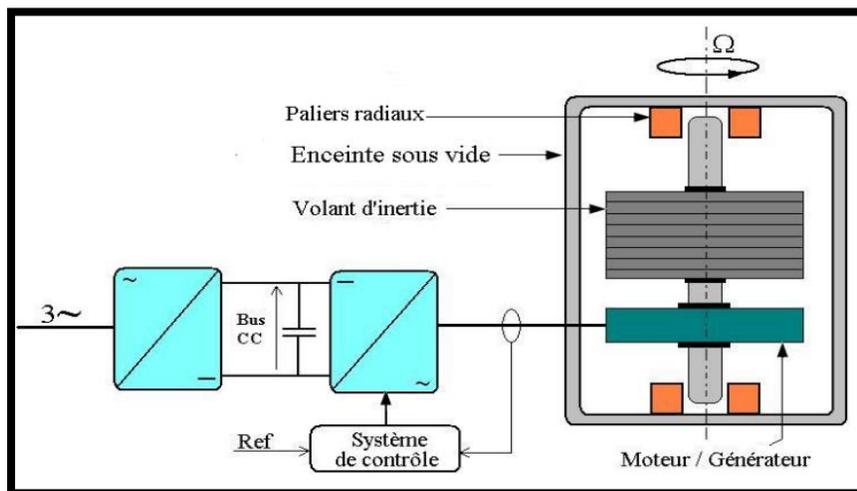


Figure VI. 1: Volant d'inertie [25].

VI.5.2 Les 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, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible. [13]

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ 1.04 à 1.10 de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace.

La figure VI.2 présente soupape de décharge.

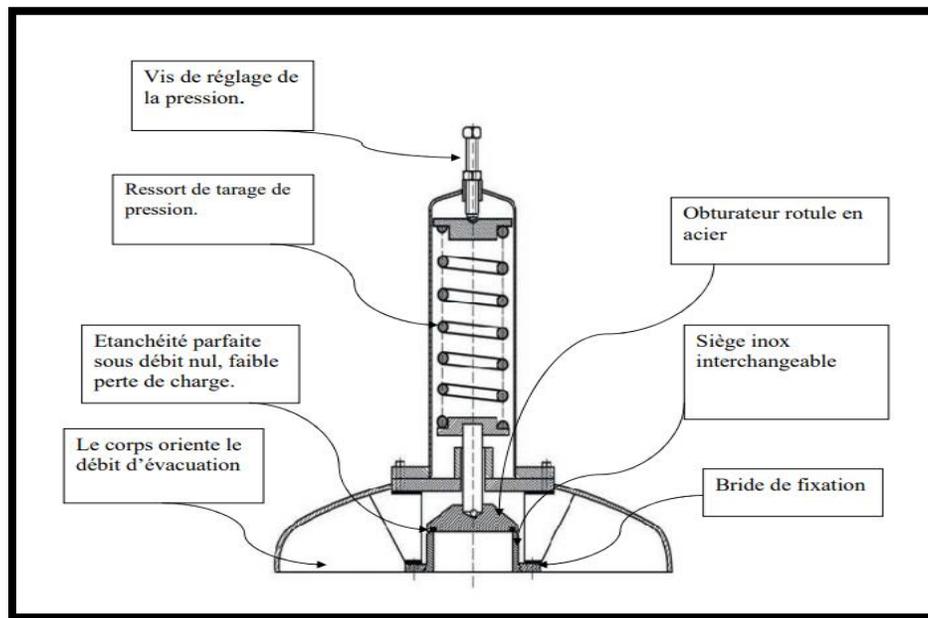


Figure VI. 2: Constituant d'une soupape anti-bélier.

VI.5.3 Les ventouses

Elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air continu 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.

La figure VI.3 présente une ventouse.



Figure VI. 3: Ventouse.

VI.5.4 Cheminée d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants, puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes de charges.

VI.5.5 Soupapes d'admission et de purge d'air

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, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible [13].

VI.5.6 Réservoir d'air

Le réservoir d'air est une réserve d'eau qui se vide pour combler les dépressions et pour absorber les surpressions, c'est le procédé le répandu pour la protection de stations de pompage dans une gamme de débits de quelques litres par seconde et des gammes de pressions de quelques mètres à quelques centaines de mètres (Figure VI.4).

Le réservoir anti-bélier est d'utilisation courante, il a deux fonctions :

- Limiter la surpression (perte de charge contrôlée par un clapet) ;
- Eviter la cavitation (vidange du ballon).

La Figure VI.4 présente le réservoir d'air.

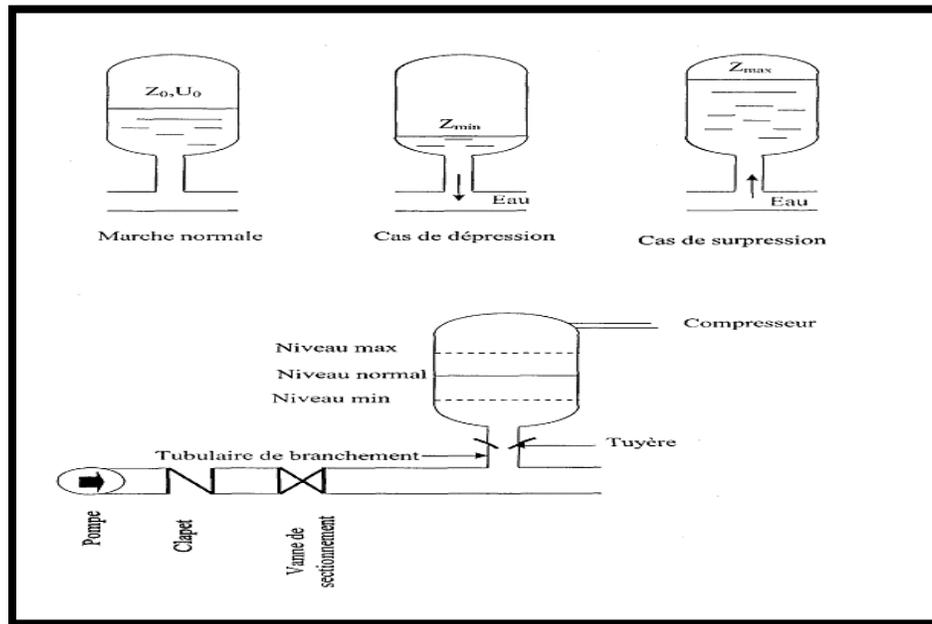


Figure VI. 4: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.

VI.6 Etude du coup de béliier

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 [17].

VI.6.1 Calcul de la célérité de l'onde

La célérité des ondes du coup de béliier est donnée par la formule d'Allievi ci-après [26].

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

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 PEHD : $K = 83$.

VI.6.2 La valeur numérique du coup de béliier

Le coup de béliier est étudié pour les deux cas :

1^{er} Cas : fermeture brusque :

Le temps de fermeture est tel que :

$$T_f \leq \frac{2 \times L}{a} \dots\dots\dots(VI-2)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la relation de Joukovski Ci-dessous :

$$B = \frac{a' \times V_0}{g} \dots\dots\dots (VI-3)$$

Avec :

- **B**: Valeur du coup de bélier (m) ;
- **a'**: Célérité de l'onde (m/s) ;
- **V₀**: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- **g**: accélération de la pesanteur (g=9,81 m/s²).

La valeur maximale de la pression (surpression) est :

$$H_s = H_0 + B \dots\dots\dots (VI-4)$$

La valeur maximale de la pression (dépression) *H_d* sera :

$$H_d = H_0 - B \dots\dots\dots (VI-5)$$

$$H_0 = H_g + 10 \dots\dots\dots (VI-6)$$

Avec :

- **H₀**: La pression absolue au point le plus haut de la conduite ;
- **H_g**: La hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : La pression atmosphérique.

2^{em} Cas : fermeture lente :

Le temps d'une fermeture lente est supérieur à 2L/a.

$$T_f = \frac{2 \times L}{a} \dots\dots\dots (VI-7)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de Michaud.

$$B = 2L \frac{V_0}{G \times T_f} \dots\dots\dots (VI-8)$$

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, et surtout dans l'adduction par refoulement, nos calculs seront limités à ce cas uniquement.

VI.7 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les différents tronçons sont données dans le tableau VI.1:

Tableau VI. 1: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons.

Tronçons	D(m)	Dint(m)	L(m)	e(m)	V0(m/s)	Hg(m)	H0	a	B	HS	Hd	PN (bar)
SP-RV1	0.160	0.1308	400	0.00146	0.81	40	50	114.43	9.45	59.45	40.55	16
SP-RV2	0.160	0.1308	880	0.00146	1.3492	147	157	114.43	15.74	159	141.26	16

D'après les résultats de tableau VI.1, on constate que les valeurs de la suppression Hs sont acceptables et elles ne dépassent pas la pression nominale (160), les dépressions sont toutes positives. Donc une protection anti bélier n'est pas indispensable.

VI.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exploré comment un régime transitoire se développe après la rupture d'une pompe, ainsi que les concepts physiques liés au phénomène du coup de bélier. Nous avons effectué des calculs hydrauliques pour établir les valeurs de surpression et de dépression, et avons constaté qu'elles respectaient les normes en vigueur. Par conséquent, il n'est pas nécessaire de mettre en place une protection anti-bélier sur le réseau d'adduction d'eau, étant donné que ces valeurs sont acceptables et ne témoignent pas d'un coup de bélier notable.

Chapitre VII

Distribution

VII.1 introduction

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

VII.2 Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

VII.2.1 Le réseau ramifié

Il est caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture, selon la figure VII.1 :

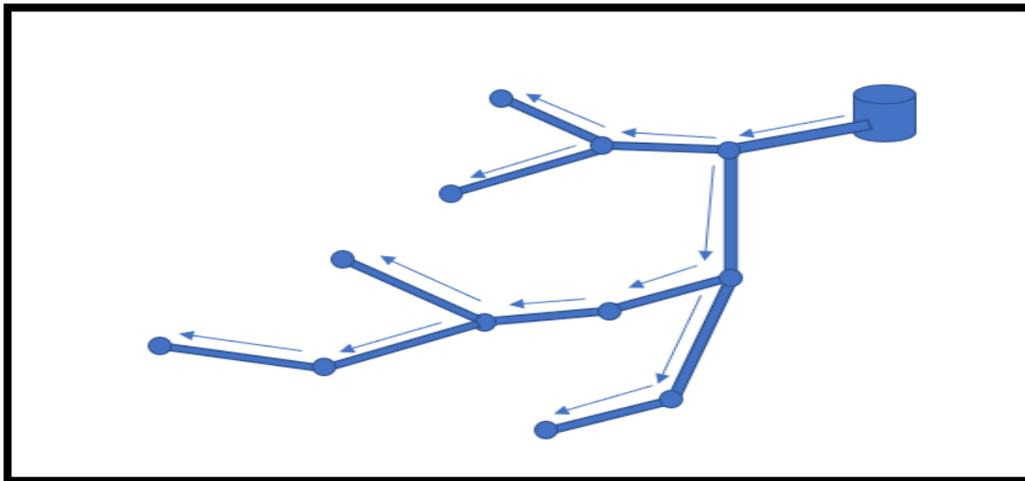


Figure VII. 1: Réseau ramifié.

VII.2.2 Réseau maillé

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications). Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

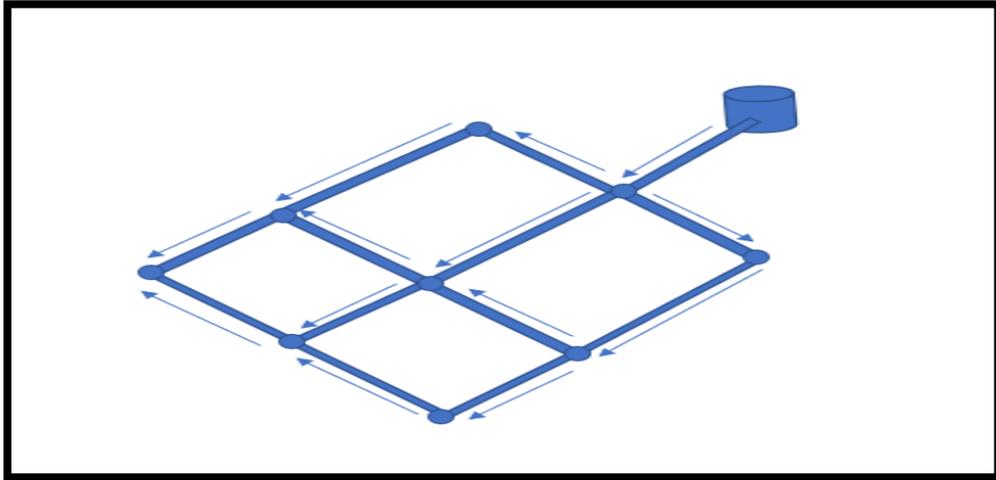


Figure VII. 2: Réseau maillé.

VII.2.3 Le réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

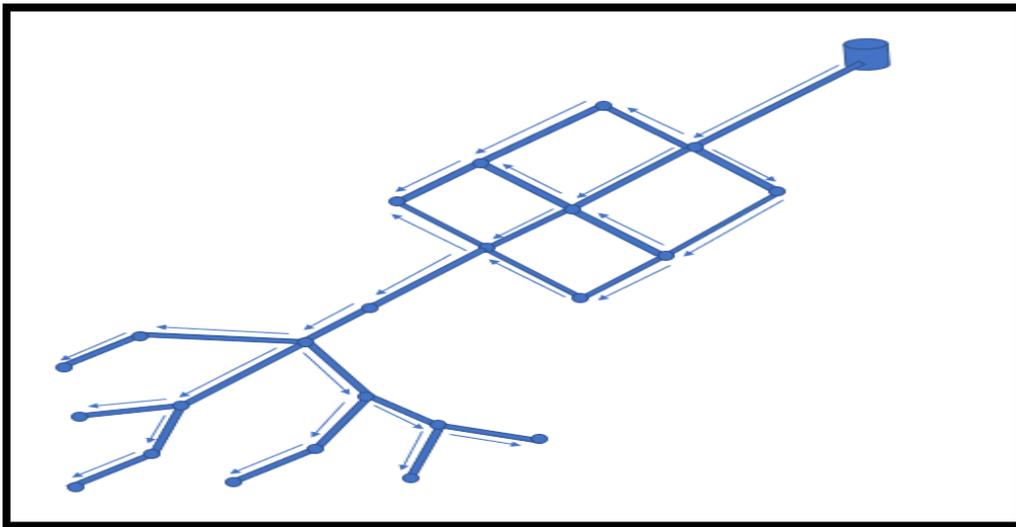


Figure VII. 3 : Réseau mixte.

VII.3 Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution, on prend en compte des certains facteurs. Parmi ces facteurs, Nous citons :

- L'emplacement des quartiers ;

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

VII.4 Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [27] :

- Minimiser le nombre de passages difficiles (traversée de route, de ravine...etc) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : Une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles : Le long des chemins existants par exemple ;
- Penser aux problèmes de propriétés de terrains 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 [27] :

- 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 [29] :

- Facilité de pose (grande flexibilité).
- 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 PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

VII.6 Equipement du réseau de distribution

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de celui-ci.

VII.6.1 Canalisations

Le réseau de distribution est constitué de [27] :

- Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- Conduites secondaires qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VII.6.2 Organes accessoires

Les principaux organes accessoires sont [27] :

a. Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une répartition sur l'un d'entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits, leurs manœuvres s'effectuent à partir du sol au moyen d'une clé dite Béquille.

b. Décharges

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

c. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou poteau d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 10 m.

d. Ventouses

Une ventouse permet d'évacuer l'air des conduites d'une façon permanente (elle fait sortir l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation et fait entrer l'air à grand débit pour la vidange de la canalisation).

e. Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

f. Pièces spéciales de raccordement

- **Coudes** : Utilisés pour le changement de la direction ;
- **Tés** : Utilisés dans le raccordement de la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- **Cônes** : Joignent des conduites de diamètres différentes ;
- **Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons.

VII.7 Description du réseau de distribution

Dans cette étude, on a choisi de faire la distribution pour la zone de El-mantaya centre avec un débit maximum journalier total de $1370.35 \text{ m}^3/\text{j}$ cette distribution se fait par le réservoir R2 dont la côte radier est de 824,50 m avec une capacité de 500 m³. L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de 2952,52 m.

Le tracé du réseau sur EPANET est illustré dans la figure VII.4.

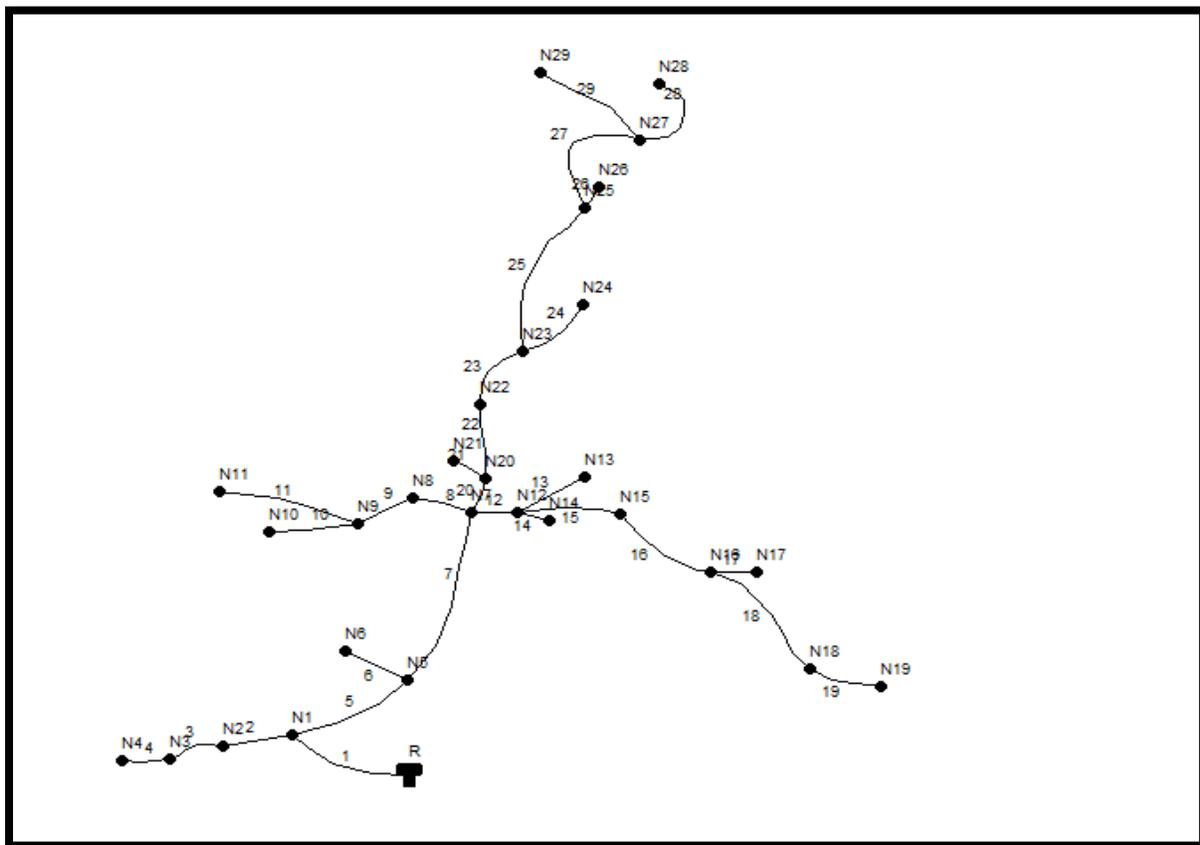


Figure VII. 3: Schéma descriptif du réseau de distribution de la zone d'étude.

VII.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière Suivante [27].

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

VII.8.1 Débit de pointe :

Le débit de pointe (Q_p) correspond à la consommation maximale horaire, avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

$$Q_p = Q_{\max.h} = 196.37 \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots (\text{VII.1})$$

$$Q_p = 27.99 \text{ l/s} \dots\dots\dots (\text{VII.2})$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe (l/s).
- $Q_{\max.h}$: débit maximum horaire (m^3/h).

VII.8.2 Débit spécifique :

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_s = \frac{Q_p}{\Sigma L_i} \dots\dots\dots (\text{VII.3})$$

Avec :

- Q_s : debit specifique (l/s/m) ;
- Q_p : debit de pointe (l/s) ;
- ΣL_i : la somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

VII.8.3 Débit de route :

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier. Il se calcule comme suit :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \dots\dots\dots (\text{VII.4})$$

Tableau VII. 1: Détermination des débits du réseau.

Noeud	Tronçon	Longueur(m)	Q_s (l/s)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
R1	R1-N1	152,36	0,01016	1,5479776	0,7739888
N1	R1-N1	152,36	0,01016	1,5479776	1,8304764
	N1-N2	50,63	0,01016	0,5144008	
	N1-N5	157,34	0,01016	1,5985744	
N2	N1-N2	50,63	0,01016	0,5144008	0,6520688
	N2-N3	77,73	0,01016	0,7897368	
N3	N2-N3	77,73	0,01016	0,7897368	0,7517384
	N3-N4	70,25	0,01016	0,71374	
N4	N3-N4	70,25	0,01016	0,71374	0,35687
N5	N1-N5	157,34	0,01016	1,5985744	2,3705312
	N5-N6	84,16	0,01016	0,8550656	
	N5-N7	225,14	0,01016	2,2874224	
N6	N5-N6	84,16	0,01016	0,8550656	0,4275328
N7	N5-N7	225,14	0,01016	2,2874224	1,9473164
	N7-N8	63,74	0,01016	0,6475984	
	N7-N12	49,56	0,01016	0,5035296	
	N7-N20	44,89	0,01016	0,4560824	

Noeud	Tronçon	Longueur(m)	Q_s (l/s)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
N8	N7-N8	63,74	0,01016	0,6475984	0,744474
	N8-N9	82,81	0,01016	0,8413496	
N9	N8-N9	82,81	0,01016	0,8413496	1,7326864
	N9-N10	102,49	0,01016	1,0412984	
	N9-N11	155,78	0,01016	1,5827248	
N10	N9-N10	102,49	0,01016	1,0412984	0,5206492
N11	N9-N11	155,78	0,01016	1,5827248	0,7913624
N12	N7-N12	49,56	0,01016	0,5035296	1,6396208
	N12-N13	110,23	0,01016	1,1199368	
	N12-N14	42,59	0,01016	0,4327144	
	N12-N15	120,38	0,01016	1,2230608	
N13	N12-N13	110,23	0,01016	1,1199368	0,5599684
N14	N12-N14	42,59	0,01016	0,4327144	0,2163572
N15	N12-N15	120,38	0,01016	1,2230608	1,1659616
	N15-N16	109,14	0,01016	1,1088624	
N16	N15-N16	109,14	0,01016	1,1088624	1,7123156
	N16-N17	91,97	0,01016	0,9344152	
	N16-N18	135,96	0,01016	1,3813536	

Noeud	Tronçon	Longueur(m)	Q_s (l/s)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
N17	N16-N17	91,97	0,01016	0,9344152	0,4672076
N18	N16-N18	135,96	0,01016	1,3813536	1,1845544
	N18-N19	97,22	0,01016	0,9877552	
N19	N18-N19	97,22	0,01016	0,9877552	0,4938776
N20	N7-N20	44,89	0,01016	0,4560824	1,1890248
	N20-N21	92,44	0,01016	0,9391904	
	N20-N22	96,73	0,01016	0,9827768	
N21	N20-N21	92,44	0,01016	0,9391904	0,4695952
N22	N20-N22	96,73	0,01016	0,9827768	0,922528
	N22-N23	84,87	0,01016	0,8622792	
N23	N22-N23	84,87	0,01016	0,8622792	1,7497044
	N23-N24	78,53	0,01016	0,7978648	
	N23-N25	181,03	0,01016	1,8392648	
N24	N23-N24	78,53	0,01016	0,7978648	0,3989324
N25	N23-N25	181,03	0,01016	1,8392648	1,8012156
	N25-N26	53,38	0,01016	0,5423408	
	N25-N27	120,16	0,01016	1,2208256	
N26	N25-N26	53,38	0,01016	0,5423408	0,2711704

Noeud	Tronçon	Longueur(m)	Q_s (l/s)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
N27	N26-N27	120,16	0,01016	1,2208256	1,7331944
	N27-N28	75,63	0,01016	0,7684008	
	N27-N29	145,39	0,01016	1,4771624	
N28	N27-N28	75,63	0,01016	0,7684008	0,3842004
N29	N27-N29	145,39	0,01016	1,4771624	0,7385812

VII.10 Modalisation et simulation du réseau

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et de multiplier sa puissance de travail. Pour ce, nous avons fait appel au logiciel EPANET qui permet d'établir le calcul des paramètres hydrauliques et des pressions [28].

VII.10.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Il 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 [30].

VII.10.2 Étapes d'utilisation du logiciel EPANET

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

- Importer le tracé du réseau enregistré sous un fichier Auto-Cad ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Constatation des résultats de la simulation.

VII.10.3 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 et des réservoirs et baches [30].

VII.10.3.1 Au niveau des nœuds

Elles sont :

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

VII.10.3.2. Au niveau des arcs

Elles sont :

- Le nœud initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).

VII.10.3.3. Au niveau des réservoirs

Elles sont :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre.

VII.10.3.4. Simulation du réseau

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres de chaque arc (conduite), nous pouvons effectuer une simulation du réseau sur EPANET, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5 m/s et 1.5 m/s) et des pressions aux nœuds comprise entre (10m et 60 m). Les résultats de simulation des conduites sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2: Résultats de la simulation des conduites.

Tronçon	Longueur(m)	Dint (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Pertes de charge unitaires m/km)
R1-N1	152,36	220,4	29.22	0.77	2.58
N1-N2	50,63	55,4	1.76	0.73	13.25
N2-N3	77,73	44	1.11	0.73	17.71
N3-N4	70,25	21	0.36	1.03	88.68
N1-N5	157,34	220,4	25.63	0.67	2.02
N5-N6	84,16	28	0.43	0.69	28.97
N5-N7	225,14	176,2	22.83	0.94	4.98
N7-N8	63,74	79,2	3.79	0.77	9.29
N8-N9	82,81	66	3.04	0.89	15.41
N9-N10	102,49	21	0.52	1.50	182.21
N9-N11	155,78	28	0.79	1.29	92.84
N7-N12	49,56	110,2	7.44	0.78	6.30
N12-N13	110,23	28	0.56	0.91	48.12
N12-N14	42,59	21	0.22	0.62	34.66
N12-N15	120,38	96,8	5.02	0.68	5.76
N15-N16	109,14	79,2	3.86	0.78	9.61
N16-N17	91,97	21	0.47	1.35	148.09

Tronçon	Longueur(m)	Dint (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Pertes de charge unitaires m/km)
N16-N18	135,96	55,4	1.68	0.70	12.11
N18-N19	97,22	21	0.49	1.43	164.68
N7-N20	44,89	141	9.66	0.62	3.00
N20-N21	92,44	21	0.47	1.36	149.54
N20-N22	96,73	110,2	8.00	0.84	7.23
N22-N23	84,87	96,8	7.08	0.96	11.03
N23-N24	78,53	28	0.40	0.65	25.46
N23-N25	181,03	79,2	4.93	1.00	15.29
N25-N26	53,38	16	0.27	1.35	211.69
N26-N27	120,16	66	2.86	0.83	13.65
N27-N28	75,63	21	0.38	1.11	102.01
N27-N29	145,39	28	0.74	1.20	81.38

Les résultats de simulation des nœuds sont regroupés dans le tableau suivant :

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

Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N1	795,21	1,8304764	826,11	30,90
N2	795,07	0,6520688	825,44	30,37
N3	785,64	0,7517384	824,06	38,42
N4	777,82	0,3568700	817,83	40,01
N5	790,82	2,3705312	825,79	34,97
N6	785,11	0,4275328	823,35	38,24
N7	789,92	1,9473164	824,67	34,75
N8	784,26	0,7444740	824,08	39,82
N9	782,99	1,7326864	822,80	39,81
N10	770,11	0,5206492	804,13	34,02
N11	767,35	0,7913624	808,34	40,99
N12	784,51	1,6396208	824,35	39,84
N13	775,28	0,5599684	819,05	43,77
N14	782,92	0,2163572	822,88	39,96
N15	783,80	1,1659616	823,66	39,86
N16	778,51	1,7123156	822,61	44,10
N17	769,22	0,4672076	808,99	39,77

Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N18	771,90	1,1845544	820,97	49,07
N19	755,30	0,4938776	804,96	49,66
N20	785,00	1,1890248	824,53	39,53
N21	771,33	0,4695952	810,71	39,38
N22	783,89	0,9225280	823,83	39,94
N23	782,99	1,7497044	822,90	39,91
N24	772,90	0,3989324	820,90	48,00
N25	780,16	1,8012156	820,13	39,97
N26	769,43	0,2711704	808,83	39,40
N27	778,52	1,7331944	818,49	39,97
N28	762,03	0,3842004	810,78	48,75
N29	760,60	0,7385812	806,66	46,06

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures suivantes :

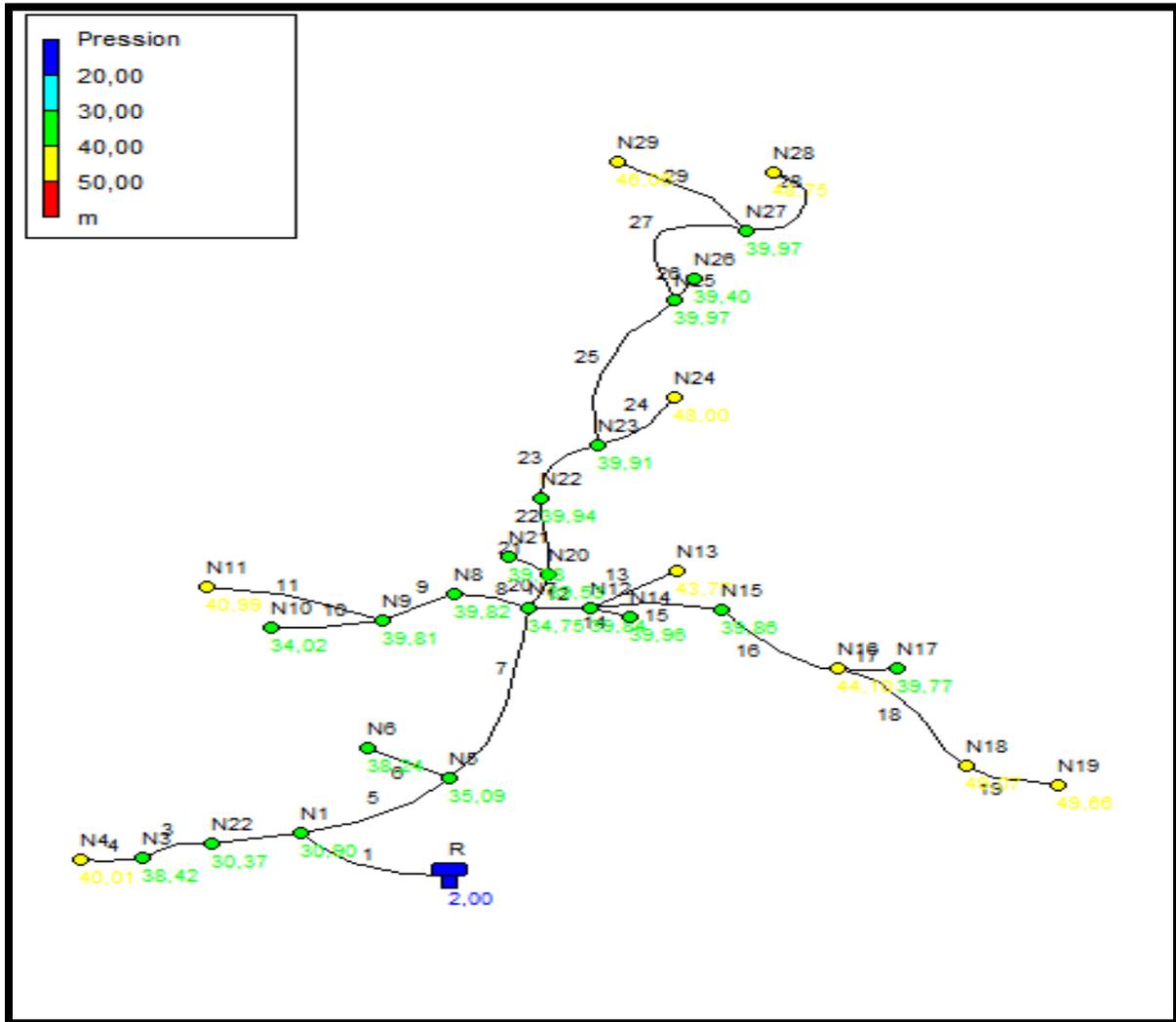


Figure VII. 4: Réseau de distribution après la simulation (Pression).

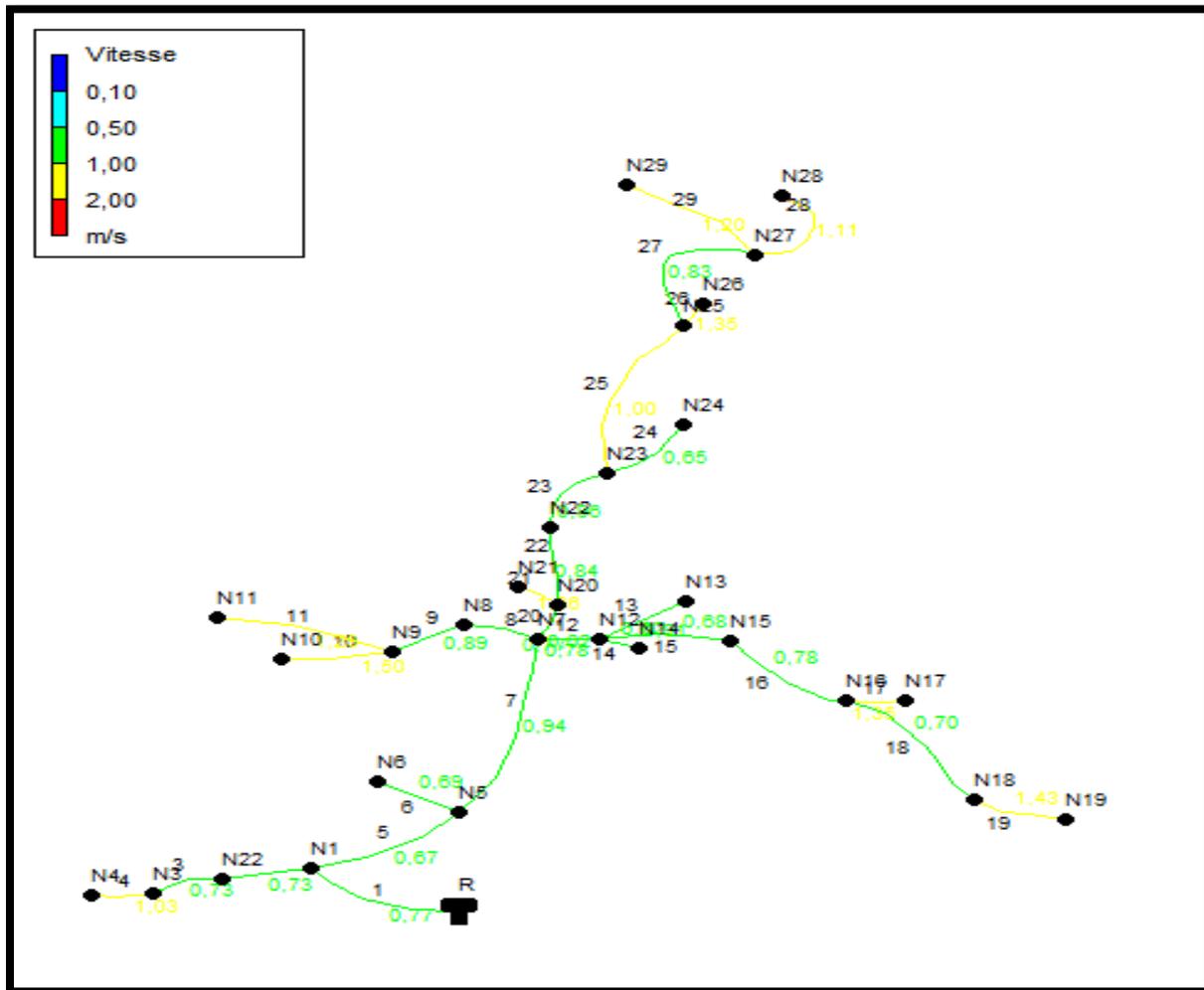


Figure VII. 5: Réseau de distribution après la simulation (vitesses)..

VII.11 Conclusion

Dans ce dernier chapitre, on a dimensionné le réseau de distribution des Mechtas El-Mantaya et Edderja supérieur dont le réseau est de type ramifié et dimensionner avec des conduites PEHD(PN10). A l'aide du logiciel Epanet, nous avons déterminé les paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et le diamètre des conduites qui varie de 16 mm à 220,4 mm.

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre étude a englobé tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la zone d'étude.

On constate que, d'ici l'horizon de (2053) la population de la zone d'étude évoluera jusqu'à atteindre 10662 habitants.

Après l'estimation des besoins futurs, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 2302.99 m³/j.

Vue le relief ascendant de la zone d'étude, nous étions dans l'obligation de faire une adduction par refoulement vers les réservoirs de stockage de 800 m³.

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, on a choisi le diamètre le plus Économique D=160 mm avec une vitesse acceptable. Nous avons opté pour le PEHD PN 16 pour l'adduction.

Le choix de pompe est opéré compte tenu du débit d'exploitation et de la hauteur manométrique totale. Après une consultation du catalogue CAPRARI nous avons choisi deux pompes Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type **(HMU50-1/ 4B)**.

Dans le but de la protection de la conduite de refoulement du phénomène du coup de bélier, on a effectué une vérification à ce propos. Les résultats de calcul ont montré que notre installation n'a pas besoin d'un anti-bélier.

En ce qui concerne la distribution, après la simulation faite à l'aide du logiciel EPANET qui a été exécutée avec succès, les vitesses et pressions obtenues sont conformes aux critères et contraintes. Le choix des diamètres des canalisations en PEHD du réseau est effectué après plusieurs simulations.

Bibliographie

Référence bibliographique

[1] **BADJOUJ.S** « Etude des propriétés magnétiques du minerai de fer de Sidi Maarouf-JIJEL en vue d'un enrichissement par séparation magnétique ». Promotion 2010/2011(université de Jijel).

[2] **APC** et subdivision d'hydraulique de la wilaya de JIJEL : Données recueillies auprès des services.

[3] **Direction hydraulique de Jijel** : Données sur les caractéristiques de la zone étudiée.

[4] **L'APC d'Sidi maarouf** : Données du recensement général de la population et de l'habitat à El-Mantaya.

[5] **Station d'El-Milia.**

[6] **GOUDJIL S., SADELLI H** : Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nair II, Heddada, DHamnet El Fhel, Ain Belkacem Et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras), Mémoire de Fin d'Etude, Master 2 en hydraulique, Université de Bejaïa, juin 2017,72 pages.).

[7] **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 Bejaïa, juin 2015.

[8] **BENARIBA M.** : Alimentation en eau potable de la ville de CHEbli (W. Blida), Mémoire de Fin d'Etude, Ingénieur d'état en hydraulique, Université Abou Baker Belkaid de Tlemcen, 2012-2013.

[9] **OULBANI Kh., GHERBI H.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ouled Sidi Brahim (W. Bordj Bou Arreridj), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaïa, juin 2018.

[10] **ALILECHE D., DERDAR N.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ait Bouaddou (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaïa, juin 2016.

[11] **FOUGHALIA, I et KAHLA, M.,** Etude de réseau d'AEP des villages AIN EL BAIDA, HERICHE, SEDARI et SEBIKIA, W. MILA, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2015.

[12] : **ZELLA, L.** : « Hydraulique générale », Hydrostatique et Hydrodynamique, Edition Office des Publication Universitaire, OPU, Alger, 2015.

[13] **Dupont, A.** (1979). Hydraulique urbaine. Tome II, Edition Eyrolles, 477 pages.

- [14] **HADJOU, N., et HADDAR, A.** : « Renforcement du réseau d’Alimentation en eau potable du village de RAFFOUR commune M’CHEDALLAH (W. Bouira) », Mémoire de fin d’étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.
- [15] **BENMAMER, T. et BENLALA, S.**, Etude du réseau d’alimentation en eau potable de centre de la commune de BIRELARCHE W. SETIF, Mémoire de Fin d’Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2016.
- [16] **HUGUES, G.**, adduction et distribution d’eau, technique de l’ingénieur, Doc C5, 195.
- [17] : **ZERARGA, A.**, « Etude de la chaine d’adduction de la commune de DRAA EL GAID, Wilaya de Bejaia », Mémoire de fin d’étude, Master, université de Bejaia, 2008-2009.
- [18] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980,588 Pages.
- [19] **DJEMIL, A.et SELLA, Z** : « Etude d’adduction et de distribution du nouveau pôle urbain de SAF SAF commune de Meftah wilaya de Blida », Mémoire de fin d’étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.
- [20] : **BENNIS.S.**, Hydraulique et Hydrologie, Presses de l’Université du Québec, Canada, 2009.
- [21] **HAMOUCHE, B., et AMGHAR, N.** : « Renforcement du réseau d’AEP des huit villages de la commune de KENDIRA à partir du piquage de la chaine de BERBACHA (W. Bejaia) », Mémoire de fin d’étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.
- [22] **Mesrane, L., Eldjouzi , H.** (2020). Alimentation en eau potable du village de Tala bouzrou à partir de la nouvelle chaine flanc nord Telatha, commune de Makouda, wilaya de Tizi Ouzou. Mémoire de Fin d’Etude, Master en hydraulique, Option Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 91 pages.
- [23] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980,588 pages.
- [24] **BONINJ** Hydraulique urbaine, édition lausanne 2005
- [25] **www.researchgate.net,2020.**
- [26] **BERREKSI, A.** **Hydraulique 3** : Polycopié de cours <https://elearning.univbejaia.Dz/mod/resource/view.php?id=46556>.Université de Bejaia, 2015, page 55.
- [27] **Gomella, C., Guerree, H.** (1977). La distribution d’eau des les agglomérations de petite et moyenne importance. Edition Eyrolles, Paris, 280 pages.
- [28] **BONNIN, J.** (1986). Hydraulique Urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Édition Eyrolles, Paris, 228 pages.

[29] : **RAHMOUNI, A** : Etude de réseau d'AEP des villages (Oued el Katen, Arssa moussa, Arssa bousselem) (Commune Djemaa beni hbibi Daira El Ancer (W. Jijel), Mémoire de fin d'études, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2021.

[30] **ROSSMAN, L.A. (2003)**. EPANET 2.0, Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression. Manuel de l'Utilisateur, 222 pages.

Annexe

Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($k_{max.h}$)											
	1.2	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 – 1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 – 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 – 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 – 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 – 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 – 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 – 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 – 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 – 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 – 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 – 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 – 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 – 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 – 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 – 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 – 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 – 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 – 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
18 – 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 – 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 – 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 – 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 – 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 – 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (2) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN10.

Diamètre Intérieure (mm)	L'Épaisseur (Mm)	Prix unitaire (DA/m)
20	2	40,15
25	2	51,25
32	2	63,74
40	2,4	97,69
50	3	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,81
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16.

Diamètre Intérieure (mm)	L'Epaisseur (Mm)	Prix unitaire (DA/m)
20	2	40,74
25	2,3	59,87
32	3	99,14
40	3,7	153,5
50	4,6	238,07
63	5,8	376,64
75	6,8	529,43
90	8,2	691,61
110	10	1026,15
125	11,4	1316,19
160	14,6	2151,15
200	18,2	3378,11
250	22,7	5226,5
315	28,6	8026,99
400	36,3	12966,67
500	45,4	19569,51
630	57,2	31072,2

Annexe (4) : Caractéristiques de la pompe de la station de pompage Boufas.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU50-1/ 4A

Caractéristiques requises

Débit	10,9 l/s
Hauteur de refoulement	162 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	10,9 l/s
Hauteur de refoulement	162 m
Puissance absorbée	24,5 kW
Rendement	70,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	188 m
Orif. de refoulement	50 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	30 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

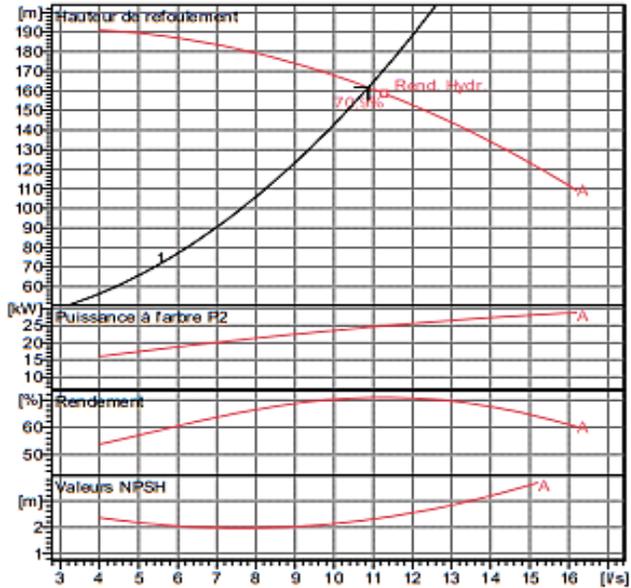
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	429 kg
-------	--------

Matériaux

Coips de pompe	Fonte
Coips d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Coips d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



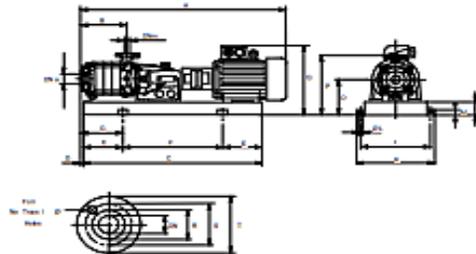
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 1616
- B = 342
- C = 1424
- D = 21
- E = 250
- F = 924
- G = 271
- H = 530
- I = 480
- L = 20
- M = 42
- N = 100
- O = 300
- P = 500
- Q = 594



Annexe (5) : Caractéristiques de la pompe de la station de pompage El-mantaya.



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 10 A

Caractéristiques requises

Débit 18,1 l/s
Hauteur de refoulement 177 m
Fluide Eau potable
Température 290 K
Type d'installation Pompe seule
N.be de pompes 1

Caractéristiques de la pompe

Débit 18,3 l/s
Hauteur de refoulement 177 m
Puissance absorbée 41,8 kW
Rendement 76%
Hauteur manométrique H(Q=0) 205 m
Orif. de refoulement 100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence 50Hz
Tension nominale 400 V
Vitesse nominale 1450 1/min
Nombre de pôles 4
Puissance nominale P2 45 kW
Courant nominal - A
Type de moteur 3~
Classe d'isolation F
Degré de protection IP 55

Limites opérationnelles

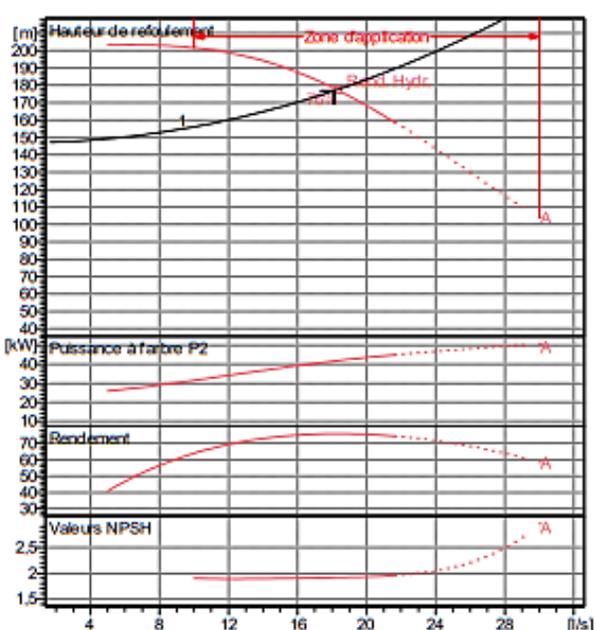
Démarrages / h max. 5
Température maxi. du liquide pompé 363 K
Teneur maximum en matières solides 40 g/m³
Densité max. 998 kg/m³
Viscosité maxi. 1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids 765 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

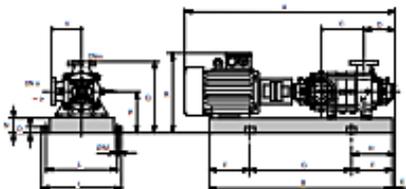


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 2247
B = 1907
C = 770
D = 293
DNa = 125
DNm = 100
E = 210
F = 300
G = 1307
H = 510
I = 600
L = 550
M = 20
N = 120
O = 42
P = 345
Q = 615
R = 620
V = 270



Résumé

Pour faire face à l'accroissement démographique important et au manque croissant d'eau potable dans les Mechta El-mantaya, Boufas et Edderja de la commune de Sidi Maarouf, dans la wilaya de Jijel, nous avons entrepris la conception d'un réseau d'approvisionnement en eau potable (AEP) qui sera alimenté par une source de montagne. L'objectif est de répondre aux besoins en eau de la population actuelle et future. Afin de réaliser les objectifs du projet, nous avons d'abord rassemblé un maximum d'informations cruciales pour établir un bilan des besoins à long terme. Après avoir vérifié la capacité des réservoirs à construire, nous avons réalisé une étude technico-économique pour dimensionner la chaîne d'adduction. Une fois les diamètres économiques adoptés, nous avons choisi le type de pompe répondant aux exigences du projet et vérifié le risque de survenue du phénomène du coup de bélier. Enfin, nous avons procédé au dimensionnement du réseau de distribution en prenant en compte les limites de vitesse et de pression.

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

Abstract

To address the significant population growth and increasing scarcity of drinking water in Mechta El-mantaya, Boufas, and Edderja in the municipality of Sidi Maarouf, Jijel province, we have undertaken the design of a potable water supply network (PWSN) to be fed by a mountain source. The objective is to meet the current and future water needs of the population. In order to achieve the project goals, we first gathered as much crucial information as possible to establish a long-term needs assessment. After verifying the capacity of the reservoirs to be constructed, we conducted a techno-economic study to size the conveyance chain. Once the cost-effective diameters were adopted, we selected the pump type that meets the project requirements and assessed the risk of water hammer occurrence. Finally, we proceeded with the sizing of the distribution network, taking into account velocity and pressure limitations.

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

المخلص

لمعالجة زيادة السكان الكبيرة وندرة المياه الصالحة للشرب في مشتى المنتاية، وبوفاس، والدرجة في بلدية سيدي معروف، وولاية جيجل، قمنا بتصميم شبكة توزيع مياه الشرب لتغذيتها من مصدر جبلي. الهدف هو تلبية احتياجات المياه الحالية والمستقبلية للسكان. ولتحقيق أهداف المشروع، جمعنا أولاً الكثير من المعلومات الحاسمة لإجراء تقييم للاحتياجات على المدى الطويل. بعد التحقق من طاقة الخزانات التي سيتم بناؤها، أجرينا دراسة تكنولوجية واقتصادية لتحديد حجم سلسلة النقل. بمجرد اعتماد الأقطار الفعالة من حيث التكلفة، اخترنا نوع المضخة التي تلي متطلبات المشروع وقمنا بتقييم خطر حدوث ضربة ماء. في النهاية، قمنا بتحديد حجم شبكة التوزيع، مع مراعاة حدود السرعة والضغط.

الكلمات المفتاحية: مياه الشرب، أنابيب النقل، مضخة، المطرقة المائية، توزيع