

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 :

ALIOUANE Hakima

BEN MESLI Ikram

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE SI MUSTAPHA (W.BOUMERDES)

Soutenu le **23 /06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. ALLOUACHE. A**
- Promoteur : **Mr. SELLAOUI. A**
- Examineur: **Mr. AMIROUCHE. M**



REMERCIEMENT

En premier lieu, nous remercions le bon dieu pour nous avoir accordé la santé, la paix, le courage, et la patience d'accomplir ce travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur monsieur SELLAOUI.A, pour son appréciable aide, sa grande disponibilité, et ses précieux conseils.

Nos sentiments de profonde gratitude vont aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.

Je remercie aussi nos enseignants qui nous ont accordé un peu de leurs temps pour discuter et nous aider à trouver des solutions pour avancer: Mr HAMCHAOUIS, Mr HAMANI.S, Mr BERREKSI.A et Mr BOUHALI.S.

Nos remerciements s'adressent également à tous le personnel de la subdivision de la daïra d'Isser, ainsi que le personnel de la DRE de TIZI-OUZOU, en particulier Mr DJOUDER, Mr HADJ HEMMOU, Mr KISSOUM, et Mr BELLAHCENE.

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants du département d'hydraulique qui tout au long des années d'études nous ont transmis leur savoir sans réserve.

DEDICACES

✿ Je dédie ce modeste travail à... ✍

Mes très chers parents, qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, et le respect que j'ai pour eux. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation. Que le dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.

Mon très cher mari Ahmed, qui a toujours été à mes côtés sans lui demander, Tes sacrifices, ton soutien moral et matériel, ta gentillesse sans égal, ton profond attachement, surtout ta patience avec moi, m'ont permis de réussir mes études. Sans ton aide, tes conseils et tes encouragements ce travail n'aurait pas vu le jour.

A mes frères Kamel, Aissa, Boualem, et leurs épouses, surtout ma cousine Mounira.

A mes sœurs Djamilia et Tassadit ainsi que leurs époux.

A mes très chers neveux et nièces, que j'adore beaucoup.

A ma belle-famille, en particulier mes beaux-parents, votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien ce travail.

Sans oublier tous les membres de ma grande famille qui me sont trop chers, surtout mon oncle Saïd (paix à son âme) qui m'a toujours conseillé et encouragé dans mes études quand je n'étais qu'une petite fille, mais ses paroles sont restées gravées dans ma tête à jamais et surtout après sa disparition, que le bon dieu l'accueille dans son vaste paradis.

A tous mes ami(e)s spécialement : Siham, Faiza, Ikram, Nawel, Lynda, Salîha, Lîlia, Sarah, Rania, Cicilia, Sonia, Dihia, Nadia, Yamina et rabah.

A tous ceux qui m'ont porté et me portent dans leurs cœurs

✿ Hakima ✿

DEDICACES

« Tout vient à point à ceux qui savent attendre, avec du temps et de la patience on réussit, on obtient ce qu'on désire »

En vue de l'obtention du diplôme de master, je dédie ce modeste travail en signe de respect et d'amour, en particulier à :

Mes chers parents pour leur amour, sacrifices et leurs soutiens durant tout mon parcours. Que dieu le tout puissant les protège.

Mes chers tendres sœurs 🌸 Hayat, Koura, Marie, Ouiza et l'aimable Lynda 🌸 .

Mes chers frères 🌸 Saad, Ficham, Izyassen 🌸 .

Mes beaux-frères 🌸 Djamel, Samir et mon cher Rabeh 🌸 .

Mes belles sœurs 🌸 Razika, Farida 🌸 .

Aux petits anges de ma famille 🌸 Sidyas, Mazigh, Maksem, Ilyane, Akhil 🌸 .

A mon cher 🌸 Rafik 🌸 pour sa présence, son encouragement, sa patience et son soutien.

Mes cousines 🌸 Warda, Silia 🌸 .

Mes copines 🌸 Nadia, Dihia, Siham, Hakima, Faiza, Nawel, Fadhila, Daya, Zuina, Samira, Kahina, Tinhinane, Katia, Karima, Basma, Akila, Rania, Sonia, Nabila, Yamina 🌸 .

A tous ceux qui m'ont soutenue de près ou du loin, pour la réalisation de ce travail et toute la promotion Hydraulique (2015/2016).

B. Ikram

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Répartition de la population selon RGPH 2008	06
Tableau II.1 : Nombre de logements de la future ville de SI MUSTAPHA selon les zones	08
Tableau II.2 : Capacité des zones du chef-lieu	09
Tableau II.3 : Capacité des zones du l'AS BOUDHAR	09
Tableau II.4 : Capacité des zones de l'AS MECHAIRI	10
Tableau II.5 : Répartition de la population à l'horizon 2041	10
Tableau II.6 : Les équipements existants et projetés de l'ACL	11
Tableau II.7 : Les équipements existants et projetés de l'ASB	12
Tableau II.8 : Les équipements existants et projetés de l'ASM	12
Tableau II.9 : Répartition des besoins domestique du Chef-lieu	13
Tableau II.10 : Les besoins administratifs de l'ACL	14
Tableau II.11 : Les besoins sanitaires de l'ACL	14
Tableau II.12 : Les besoins scolaires de l'ACL	15
Tableau II.13 : Les besoins socioculturels de l'ACL	15
Tableau II.14 : Les besoins de transport de l'ACL	15
Tableau II.15 : Les besoins industriels de l'ACL	16
Tableau II.16 : Les besoins commerciaux de l'ACL	16
Tableau II.17 : Les besoins de loisir de l'ACL	16
Tableau II.18 : Répartition des besoins moyens du chef-lieu	17
Tableau II.19 : Répartition des besoins domestiques de l'AS BOUDHAR	17
Tableau II.20 : Les besoins administratifs de l'ASB	17
Tableau II.21 : Les besoins sanitaires de l'ASB	18
Tableau II.22 : Les besoins scolaires de l'ASB	18
Tableau II.23 : Les besoins socioculturels de l'ASB	18
Tableau II.24 : Autres besoins de l'ASB	19
Tableau II.25 : Répartition des besoins moyens du BOUDHAR	19
Tableau II.26 : Répartition des besoins domestiques de l'ASM	19
Tableau II.27 : Les besoins sanitaires de l'ASM	19
Tableau II.28 : Les besoins scolaires de l'ASM	20
Tableau II.29 : Les besoins socioculturels de l'ASM	20
Tableau II.30 : Autres besoins de l'ASM	20
Tableau II.31 : Répartition des besoins moyens du MECHAIRI	20
Tableau II.32 : Récapitulatif des besoins en eau de la ville	21
Tableau II.33 : Majoration de la consommation journalière	22
Tableau II.34 : Consommation maximale journalière	22
Tableau III.1 : Valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	30
Tableau III.2 : Valeur du coefficient $K_{\max h}$ pour la ville de SI MUSTAPHA en fonction du nombre d'habitants	31

Tableau III.3 : Capacité du réservoir R	32
Tableau III.4 : Détermination graphique de la capacité du réservoir	33
Tableau IV.1 : Calcul des pertes de charge totales	44
Tableau IV.2 : Calcul de la Hmt	45
Tableau IV.3 : Calcul des frais d'exploitation	46
Tableau IV.4 : Calcul des frais d'amortissement	46
Tableau IV.5 : Calcul du bilan	46
Tableau IV.6 : Tableau récapitulatif des diamètres de différents tronçons	46
Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée on fonction de la température	59
Tableau V.2 : Vérification de la non-cavitation	60
Tableau VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier	71
Tableau VI.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	74
Tableau VII.1 : Détermination du débit de pointe pour chaque localité	77
Tableau VII.2 : Détermination des débits aux nœuds de la zone AU1 du Chef-lieu	79
Tableau VII.3 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe (ACL)	84
Tableau VII.4 : Etat des arcs du réseau en cas de pointe (ACL)	85

Liste des figures

Figure I.1 : la carte géographique de la zone d'étude	03
Figure II.1 : Répartition des besoins moyens journaliers	21
Figure III.1 : Schéma de fonctionnement d'un réservoir	25
Figure III.2 : Conduite avec chute libre	26
Figure III.3 : Adduction noyée	26
Figure III.4 : Emplacement de la conduite de distribution	26
Figure III.5 : Détermination graphique de la capacité du réservoir	34
Figure IV.1 : Schéma d'adduction	43
Figure V.1 : Pompe centrifuge	49
Figure V.2 : Pompe hélico-centrifuge.....	49
Figure V.3 : Pompe axiale	49
Figure V.4 : Diffuseur et volute	50
Figure V.5 : Roue fermée	51
Figure V.6 : Roue semi Ouvert	51
Figure V.7 : Roue ouvert	51
Figure V.8 : Presse-étoupe	51
Figure V.9 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	52
Figure V.10 : Point de fonctionnement d'une pompe	53
Figure V.11 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	56
Figure V.12 : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge	57
Figure V.13 : Courbe des NPSH	58
Figure VI.1 : Coupe transversale d'une conduite enterrée	62
Figure VI.2 : Traversée d'un oued ou d'une rivière	63
Figure VI.3 : Traversée d'une route	63
Figure VI.4 : Butée sur un branchement	64
Figure VI.5 : Butée sur un coude horizontal	64
Figure VI.6 : Butée sur un coude vertical	64
Figure VI.7 : Schéma générale d'un volant d'inertie	67
Figure VI.8 : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge	68
Figure VI.9 : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse	69
Figure VI.10 : Cheminée d'équilibre	69
Figure VI.11 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air	70
Figure VI.12 : enveloppe de dépression après installation d'anti bélier	74
Figure VII.1 : Schéma d'ossature de la ville de SI MUSTAPHA.....	76
Figure VII.2 : Résultat de la simulation sans régulateur de pression	81
Figure VII.3 : Vanne de régulation de pression aval	82
Figure VII.4 : Résultat de la simulation avec régulateur de pression	83

Liste des symboles

A : Amortissement annuel ;
a : célérité de l'onde (m/s) ;
a' : La côte du plan d'aspiration(m);
ACL : Agglomération Chef-Lieu ;
ASB : Agglomération Secondaire BOUDHAR ;
ASM : Agglomération Secondaire MECHAIRI ;
ADUC : Direction de l'Architecture, de l'Urbanisme et de la construction ;
B : la valeur du coup de bélier (m) ;
B_L : Bilan (DA) ;
Ca : La côte du plan d'aspiration (m) ;
C_p : La côte de l'axe de la pompe (m) ;
C_{PP} : Cote point de piquage (m) ;
C_{SR} : Cote station de reprise (m) ;
CR : Cote du Radier (m) ;
CTN : Cote Terrain Naturel (m) ;
CTP : Cote Trop Plein (m) ;
D : Diamètre (m) ;
D_{int} : Diamètre intérieure (m) ;
DN : Diamètre Normalisé (m);
DRE : Direction des Ressources en Eau ;
E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
e' : Prix unitaire du kWh (DA) ;
F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;
H₀ : Pression absolue de la conduite(m);
Ha : Hauteur d'aspiration (m);
H_d : valeur de la dépression(m) ;
H_g : Hauteur géométrique (m) ;
H_s : valeur de la surpression(m) ;
H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
H' : La hauteur créer par la pompe pour le débit désiré Q1(m) ;
h : La hauteur du réservoir (m) ;
h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;
i : Taux d'annuité ($i=8\%$) ;
Ja : Perte de charge à l'aspiration (m) ;
J_l : Pertes de charge linéaire (m) ;
J_s : pertes de charge singulières (m) ;
J_T : Pertes de charge totales (m) ;
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi (mm) ;
K_f : coefficient de fuite ;

$K_{\max j}$: coefficient de variation journalière maximale ;
 $K_{\max h}$: coefficient de variation maximale horaire ;
 K' : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ;
 L : Longueur de la conduite (m) ;
 L_i : Longueur du tronçon concerné (m) ;
 m : Coefficient de rognage ;
 N : Vitesse de rotation (tr/min) ;
 N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs ;
 N' : Nouvelle vitesse de rotation après la variation (tr/min) ;
 $NPSH_d$: Charge nette minimal disponible à l'aspiration (m) ;
 $NPSH_r$: Charge nette minimal requise à l'aspiration (m) ;
 n : Nombre d'année sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n=25$ ans) ;
 P_A : Pression d'arrivée d'eau au réservoir(m) ;
 P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
 P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
 P_{am} : Pression amont (m) ;
 $P_{\max\%}$: Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
 $P\%$: Pourcentage de variation maximal horaire (%) ;
 $\frac{P_o}{g \times \rho}$: Pression au point d'aspiration (mce) ;
POS : Plan d'Occupation du Sol ;
PVC : Polychlorure de vinyle ;
PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme ;
PEHD : Polyéthylène Haute Densité ;
 Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;
 Q_1 : Débit entrant dans le réservoir (m³/s) ;
 Q_i : Dotation journalière pour chaque type de consommateur en (l/j/usager) ;
 Q_p : débit de pointe (m³/h) ;
 Q_r : Débit de route (l/s) ;
 Q_{ci} : Débit concentré au nœud « i » en (l/s) ;
 Q_{ni} : Débit au nœud « i » en (l/s) ;
 Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml) ;
 Q_{inc} : débit nécessaire pour l'extinction d'un incendie (l/s) ;
 $Q_{\max h}$: Débit entrant dans la station de reprise (m³/h) ;
 $Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;
 $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier (m³/j) ;
 $Q_{moy j \text{ maj}}$: débit moyen journalier majoré (m³/j) ;
Re : Nombre de REYNOLDS ;
RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat ;
r : Le pourcentage de rognage ;
S : la section de l'écoulement (m) ;
SR : Station de reprise ;
SPET : Système de Production d'Eau Taksebt ;
T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine charge ($t=0.25h$) ;

T_f : Temps de fermeture de la vanne ;
T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (mce) ;
T' : Temps de pompage (h) ;
t : Température de l'eau (C°);
TOL : Taux d'occupation des lieux ;
V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s);
V_e : Le volume d'eau entrant dans le réservoir (m3) ;
V_u : Volume utile de stockage pour la consommation (m3) ;
V_{bâcheSR} : Volume de la bâche à eau de la station de reprise (m3) ;
V_{max} : Résidu maximal (m3) ;
V_{min} : Résidu minimal (m3) ;
V_{total} : Volume total du réservoir (m3) ;
V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie (V incendie=120 m3) ;
α : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;
α_{max} : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort ;
αQ² : Perte de charge au point considéré (m) ;
β_{max} : Coefficient dépendant du nombre d'habitant ;
λ : Coefficient de perte de charge ou de frottement ;
ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s) ;
η : Le rendement de la pompe(%);
Δhg : Pertes de charge dues à la différence de niveau (m);
ΔV⁺ : Valeur maximal du résidu (m³) ;
ΔV⁻ : Valeur minimal du résidu (m³).

Sommaire

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

Chapitre I: Présentation du site

I.1. Introduction.....	3
I.2. Situation géographique	3
I.3. Aspect historique	4
I.3.1. L'époque coloniale.....	4
I.3.2. L'époque post coloniale	4
I.3.3. L'époque récente	4
I.4. Aspect physique de la commune.....	4
I.4.1. Situation climatique.....	4
I.4.2. Situation topographique	4
I.4.3. Réseau hydrographique	5
I.5. Séismicité.....	5
I.6. Géologie.....	5
I.7. Pentés	5
I.8. Population	6
I.9. Situation hydraulique actuelle.....	6
I.9.1. Description du réseau d'adduction.....	6
I.9.2. Description du réseau de distribution.....	6
I.12. Conclusion	7

Chapitre II: Estimation des besoins

II.1. Introduction	8
II.2. Estimation de la population projetée des POS.....	8
II.2.1. Chef-lieu	9
II.2.2. Agglomération secondaire BOUDHAR.....	9
II.2.3. Agglomération secondaire MECHAIRI.....	10
II.3. Les équipements	11
II.3.1. Agglomération chef-lieu (ACL).....	11
II.3.2. Agglomération secondaire BOUDHAR.....	12
II.3.3. Agglomération secondaire MECHAIRI.....	12
II.4. La dotation.....	12

II.5. La consommation moyenne journalière pour les différents besoins	13
II.5.1. Agglomération Chef-lieu	13
II.5.1.1. Estimation des besoins domestiques	13
II.5.1.2. Estimation des besoins d'équipement futur à l'horizon 2041	14
II.5.2. Agglomération secondaire BOUDHAR.....	17
II.5.2.1. Estimation des besoins domestiques	17
II.5.2.2. Estimation des besoins d'équipement futur à l'horizon 2041	17
II.5.3. Agglomération secondaire MECHAIRI.....	19
II.5.3.1. Estimation des besoins domestiques à l'horizon 2041	19
II.5.3.2. Estimation des besoins d'équipement futur à l'horizon 2041	19
II.6. La consommation moyenne journalière	21
II.6.1. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	21
II.6.2. Consommation journalière maximale	22
II.7. Conclusion	23

Chapitre III: Les réservoirs

III.1. Introduction	24
III.2. Utilité des réservoirs.....	24
III.3. Classification des réservoirs	24
III.4. Equipement du réservoir	25
III.4.1. Conduite d'arrivée (adduction).....	25
III.4.2. Conduite de départ (distribution).....	26
III.4.3. Conduite de vidange	26
III.4.4. Conduite de trop plein	26
III.4.5. Conduite by-pass	27
III.4.6. Une chambre de visite	27
III.5. Emplacement de réservoir	27
III.6. Le choix du type de réservoir	27
III.7. Calcul de la capacité des ouvrages de stockages.....	28
III.7.1. Dimensionnement des stations de reprises	28
III.7.2. Dimensionnement du réservoir de stockage.....	29
III.7.2.1. Méthode analytique.....	29
III.7.2.2. Méthode graphique	33
III.8. Conclusion.....	34

Chapitre IV: Adduction

VI.1. Introduction.....	35
VI.2. Topologie des systèmes d'adduction	35
VI.3. Choix du tracé	35
VI.4. Choix du type des conduites	36
VI.5. Etude technico-économique des conduites	36
VI.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite.....	37
VI.5.2. Calcul de la vitesse	37
VI.5.3. Calcul des pertes de charges.....	38
VI.5.3.1. Les pertes de charges linéaires.....	38
VI.5.3.2. Les pertes de charge singulières	39
VI.5.3.3. Les pertes de charge totales	40
VI.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.....	40
VI.5.5. Puissance de pompage.....	40
VI.5.6. Energie consommée par la pompe.....	40
VI.5.7. Coût d'énergie et frais d'exploitation.....	41
VI.5.8. Frais d'amortissement	41
VI.5.9. Calcul du bilan.....	41
VI.6. Calcul des conduites gravitaire	42
VI.7. Equipements de l'adduction.....	42
VI.7.1. Robinets-vannes	42
VI.7.2. Clapets	42
VI.7.3. Vidange	42
VI.7.4. Ventouses	42
VI.8. Description du schéma d'adduction.....	42
VI.9. Calcul du diamètre économique de l'adduction.....	44
VI.9.1. Tronçon PP-SR (adduction gravitaire).....	44
VI.9.1.1. Calcul des pertes de charge totales	44
VI.9.2. Tronçon SR-R _{tête} (adduction par refoulement)	45
VI.9.2.1. Calcul de la Hmt	45
VI.9.2.2. Calcul des frais d'exploitation	46
VI.9.2.3. Calcul des frais d'amortissement.....	46
VI.9.2.4. Calcul du bilan.....	46
VI.10. Conclusion	47

Chapitre V: Pompes et station de pompage

V.1. Introduction	48
V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage	48
V.3. Classification des pompes	48
V.3.1. Les pompes volumétriques	48
V.3.2. Les turbopompes.....	48
V.4. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	50
V.5. Constitution d'une pompe centrifuge	50
V.5.1. Diffuseur et volute	50
V.5.2. La roue	50
V.5.3. Vis de remplissage	51
V.5.4. Presse-étoupe	51
V.5.5. Flasques "disques"	51
V.5.6. Le palier	51
V.5.7. L'arbre	51
V.6. Choix des pompes	52
V.7. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe.....	52
V.8. Caractéristiques d'une conduite	53
V.9. Le point de fonctionnement de la pompe	53
V.9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage	54
V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage)	54
V.9.3. Rognage de la roue	55
V.9.4. Variation de la vitesse de rotation.....	55
V.10. Couplage des pompes.....	56
V.10.1. Couplage en parallèle.....	56
V.10.2. Couplage en série.....	56
V.11. Etude de la cavitation	57
V.12. Types de pompes à adopter pour la station de reprise.....	59
V.12.1. Caractéristique de la conduite.....	59
V.12.2. Caractéristique de la pompe.....	59
V.12.3. Etude de la cavitation.....	60
V.13. Conclusion.....	60

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction.....	61
-------------------------	----

VI.2. Pose des conduites	61
VI.2.1. Généralités.....	61
VI.2.2. Différentes poses de la canalisation	61
VI.2.2.1. Pose en terre.....	61
VI.2.2.2. Traversée des oueds ou des rivières.....	62
VI.2.2.3. Passage d'une route	63
VI.2.2.4. Butées et ancrages des conduites	63
VI.2.2.5. Désinfection des conduites	65
VI. 3. Conclusion	65
VI.4. Protection contre le coup de bélier.....	66
VI.4.1. Introduction	66
VI.4.2. Causes du phénomène	66
VI.4.3. Conséquences du phénomène.....	66
VI.4.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	66
VI.4.4.1. Le volant d'inertie.....	67
VI.4.4.2. Soupape de décharge	68
VI.4.4.3. Les ventouses.....	69
VI.4.4.4. Cheminées d'équilibre	69
VI.4.4.5. Les réservoirs d'air	70
VI.4.5. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier.....	71
VI.4.6. Etude du coup de bélier	72
VI.4.6.1. Calcul de la célérité d'onde	72
VI.4.6.2. Valeur numérique du coup de bélier.....	72
VI.5. Conclusion	75

Chapitre VII: Distribution

VII.1. Introduction.....	75
VII.2. Classification des réseaux.....	75
VII.2.1. Réseau maillé	75
VII.2.2. Réseau ramifié.....	75
VII.2.3. Réseau étagé.....	75
VII.2.4. Réseau combiné	75
VII.3. Principe de tracé du réseau	77
VII.4. Détermination des débits du réseau	77
VII.4.1. Débit de pointe	77

VII.4.2. Débit spécifique	77
VII.4.3. Débit de route.....	78
VII.4.4. Débits aux nœuds	78
VII.5. Calcul du réseau.....	80
VII.5.1. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET	80
VII.5.2. Simulation du réseau	80
VII.5.3. Cas de pointe	80
VII.5.3.1. Résultats de la simulation de réseau	80
VII.5.4. Cas de pointe plus incendie.....	86
VII.5.4.1. Calcul de débit de pointe plus incendie	86
VII.5.4.2. Résultats de la simulation.....	86
VII.6. Equipement du réseau de distribution.....	87
VII.6.1. Choix de type des conduites.....	87
VII.6.2. Appareils et accessoire du réseau.....	87
VII.7. Conclusion	87
Conclusion générale	88

Introduction générale

Introduction générale

« L'eau n'est pas nécessaire à la vie, l'eau est la vie » *Saint-Exupéry*. L'eau est indispensable à l'existence, au développement et à la vie de l'homme. De sa conception à la réalisation de ses activités comme l'industrie ou l'agriculture, l'homme a besoin de l'eau. Elle est une ressource si vitale qu'elle semble banale, mais sans elle, l'homme disparaîtrait.

On l'appelle aujourd'hui « l'or bleu », c'est un besoin fondamental, irremplaçable et chaque être humain a le droit à l'eau salubre. Mais pour près d'un milliard de personnes, cette promesse n'est pas encore tenue, ils vivent sans eau potable, la terre connaît une véritable crise d'eau. Parmi les pays qui sont touchés par cette problématique, l'Algérie, ses ressources conventionnelles en eau étaient insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population, ce qui a incité les autorités à chercher d'autres ressources pour garantir l'alimentation en eau potable de la population.

La commune de SI MUSTAPHA a connu ces dernières années un accroissement démographique important dû essentiellement au relogement des citoyens de la wilaya d'Alger vu le manque d'assiettes foncières au niveau de cette dernière. Cette situation a provoqué un manque accru en terme d'eau potable, et c'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet de fin d'étude, qui consiste à l'alimentation en eau potable de la commune de Si Mustapha de la wilaya de Boumerdes.

L'objet de notre étude est de dimensionner un nouveau réseau d'AEP en raison de satisfaire les besoins en eau potable de la commune de Si Mustapha à partir d'un piquage sur la conduite principale venant du système de production d'eau Taksebt (SPET).

Afin d'aboutir aux objectifs du projet, l'étude est structurée en sept chapitres :

- ✓ Une présentation globale du site et donner une idée sur la situation hydraulique dans la région d'étude, feront l'objet du premier chapitre.
- ✓ En second lieu, nous présenterons les estimations des différents besoins de la population.
- ✓ Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage projeté ainsi que la station de reprise pour mieux harmoniser entre l'offre et la demande en eau de la population.
- ✓ Dans le quatrième chapitre, on s'intéressera au calcul des conduites d'adduction, en tenant compte du côté économique.
- ✓ Tandis que le choix des pompes à utiliser pour la station de pompes sera traité dans le cinquième chapitre.

- ✓ Par la suite, nous passerons, dans le sixième chapitre, à la pose et protection des conduites, ayant pour objectif d'avoir un réseau résistant et durable.
- ✓ Le septième et le dernier chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution.

Une conclusion générale achèvera notre étude.

Présentation du site

I.1. Introduction

La commune de SI MUSTAPHA dispose d'un réseau d'alimentation en eau potable vétuste, et afin de dimensionner un nouveau réseau, une analyse du site est nécessaire, elle consiste en l'étude de différentes caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet : Géographie, climat, topographie, hydrographie, sismicité, démographie, histoire, agriculture, géotechnique, et la situation hydraulique.

I.2. Situation géographique

La commune de SI MUSTAPHA se situe au Sud-Ouest de la wilaya de BOUMERDES, à 55 (Km) à l'Est d'Alger, à 45 Km à l'Ouest de Tizi-Ouzou et à 10 Km de la côte (figure I.1), elle fait partie de la daïra des Issers [13].

Elle couvre une superficie de 27km² et elle s'étend d'Est en Ouest sur 7.5Km et du Nord au Sud sur 4.5Km, elle est délimitée comme suit :

- ✓ Au Nord : par les communes de ZEMMOURI et LEGATA
- ✓ Au Sud : par les communes de SOUK EL HED et ISSERS
- ✓ A l'Est : par les communes de BORDJ MNAIEL et LEGATA
- ✓ A l'Ouest : par la commune de THNIA

La commune de SI MUSTAPHA se compose de deux agglomérations secondaires à savoir BOUDHAR au Nord, et MECHAIRI à l'Est [12].



Figure I.1 : Carte géographique de la zone d'étude

I.3. Aspect historique

L'évolution urbaine de la ville montre trois époques bien distinctes à savoir [12] :

I.3.1. L'époque coloniale

Caractérisée par le noyau originel de la ville traduit par une trame orthogonale avec un schéma de structure régulier et une répartition équitable des ilots.

I.3.2. L'époque post coloniale

Est réalisée autour du centre ancien dans le cadre des réserves foncières communales traduites par l'habitat individuel ainsi que les cités d'habitat collectif, de même que la réalisation de plusieurs équipements. Aussi, on note la réalisation de la zone d'activité à l'Est qui supporte le secteur industriel de la commune.

I.3.3. L'époque récente

Elle concerne l'urbanisation de l'après séisme de 2003 caractérisée par des opérations de reconstruction à l'Est et à l'Ouest sous forme de chalets et d'habitat collectif, qui entre dans le cadre du relogement de la population sinistrée.

I.4. Aspect physique de la commune

I.4.1. Situation climatique

Comme la commune de SI MUSTAPHA est située à quelques kilomètres de la mer méditerranéenne, elle jouit d'un climat méditerranéen qui se caractérise par deux saisons, l'une froide et humide, en hiver, avec quelques rares gelées matinales ; l'autre chaude et sèche, en été, avec des brises marines qui apportent une fraîcheur nocturne.

La pluviométrie atteint les 800mm/an, quant au vent, on note l'alternance de la brise de montagne avec celle de la vallée [12].

I.4.2. Situation topographique

Trois grands ensembles topographiques distincts concernent le site, à savoir [12] :

- ✓ Une zone de montagne au Nord-Ouest ayant 400m d'altitude.
- ✓ Un ensemble de collines situées au Nord est d'une altitude de 100m.
- ✓ La vallée de l'oued Isser, située au Sud de la commune comprenant l'agglomération chef-lieu (ACL).

I.4.3. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune de SI MUSTAPHA se compose essentiellement de [12] :

- ✓ Oued ISSER qui limite la commune côté Sud et Est, en jouant le rôle de limite naturelle.
- ✓ Oued ARBIA côté Sud-Ouest.
- ✓ Un autre cours d'eau en l'occurrence Oued EL MERDJA traverse l'agglomération secondaire (AS) MECHAIRI et se déverse dans l'Oued ISSER à l'Est de la commune.

I.5. Sismicité

Après le tragique séisme de l'année 2003 qui a ébranlé la région de BOUMERDES, il a été procédé à la révision du règlement parasismique algérien qui a revu la classification des zones. Ainsi la commune de SI MUSTAPHA est classée en zone à sismicité élevée.

Toute construction (logements ou équipements) doit obéir à des règles strictes (analyse de sols en laboratoire, étude de génie civil, hauteur des constructions,... etc).

I.6. Géologie

Il existe trois grandes formations [5] :

- ✓ Les marnes argileuses de couleur grise-bleue qui se trouvent au Nord de la commune.
- ✓ Des schistes qui occupent la partie Nord-Ouest.
- ✓ Des alluvions récentes provenant de dépôts limoneux de la vallée de l'oued ISSER qui se trouvent dans la partie méridionale de l'aire d'étude.

La partie Nord-Ouest du territoire est constituée de roches dures, quartz, schistes et poudingues, le reste de la commune renferme des roches tendres (marne agiles, alluvions rentes)

I.7. Pentes

Les pentes sont classées ainsi [5] :

- ✓ **0 – 5 %** : Elles sont situées au Sud de la commune.
- ✓ **5 à 15 %** : ce sont des parcelles de terrains qui épousent la morphologie du terrain, elles sont éparses (au Nord de l'ACL, à l'Est et au Nord de la commune)
- ✓ **15 à 25 %** : nous les trouvons surtout dans le Nord-Est et à l'Est de l'aire d'étude.

- ✓ **Supérieures à 25 %** : Elles sont situées particulièrement sur la partie Ouest de la commune car elles font partie des premiers contreforts du massif de BOU AROUS.

I.8. Population

La répartition de la population des trois agglomérations concernées par l'étude selon les résultats du RGPH 2008 est représentée dans le tableau (I.1) suivant :

Tableau I.1 : Répartition de la population selon RGPH 2008

Agglomérations	Population selon RGPH 2008
ACL	6977
AS BOUDHAR	2307
AS MECHAIRI	850
Total	10134

I.9. Situation hydraulique actuelle

I.9.1. Description du réseau d'adduction

Le réseau existant alimente deux villes, Zemmouri et Si Mustapha, en exploitant la ressource souterraine, puisée du champ de captage de bas Isser (quatre forages). Afin d'éviter tout risque d'insuffisance à long terme, vu la croissance démographique et le développement urbain, donc l'augmentation de la demande de la consommation, on réserve cette ancienne chaîne d'adduction pour satisfaire les besoins de Zemmouri uniquement. Concernant Si Mustapha, on prévoit une nouvelle chaîne d'adduction, à partir d'un piquage sur la conduite principale venant de système de production d'eau Taksebt (SPET), implanté sur l'Oued Aissi, affluent de Sébaou, et situé au Sud-Est de la ville de Tizi-Ouzou, il permet la régularisation d'un volume de 178Hm³ [6].

I.9.2. Description du réseau de distribution

Le réseau de distribution de SI MUSTAPHA est de type mixte (maillé, ramifié) et hétérogène du fait qu'il est constitué de plusieurs types de matériaux (acier galvanisé, amiante ciment, PVC), en plus il présente des casses répétées et des fuites importantes.

Le nouveau réseau d'AEP doit prendre en considération les nouvelles extensions urbaines prévues par le plan directeur d'aménagement et d'urbanisation (PDAU) et assurer une alimentation sans inconvénient des abonnés [6].

I.12. Conclusion

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

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons déterminer les différents types de consommateurs et leurs normes de consommation unitaire (la dotation) ; évaluer les différents besoins en eau de la ville, objet d'étude à l'horizon 2041, en suivant les étapes suivantes :

- ✓ Estimation de la population projetée d'après les plans d'occupation des sols (POS).
- ✓ Estimation des besoins domestiques et des besoins des équipements.
- ✓ Calcul des débits moyens journaliers.
- ✓ Calcul des débits maximaux journaliers.

II.2. Estimation de la population projetée des POS

Au niveau de la ville de SI MUSTAPHA, quinze(15) zones ont été définies par le PDAU dont neuf au chef-lieu (U1, U2, U3, U4, U5, U6, AU1, AU2 et UF1) ; trois au niveau de BOUDHAR (U1, AU1 et UF1) et trois autres au niveau de MECHAIRI (U1, AU1 et UF1). Le nombre de logements que peuvent contenir les différentes zones de ces trois futures localités de SI MUSTAPHA à long terme est représenté dans le tableau (II.1) suivant [11] :

Tableau II.1 : Nombre de logements de la future ville de SI MUSTAPHA selon les zones

Agglomération	La zone	Habitat existant	Habitat projeté	Total de logements
Chef-lieu	U1	316	45	361
	U2	107	95	202
	U3	-	-	-
	U4	129	-	129
	U5	31	70	101
	U6	320	1648	1968
	AU1	341	150	491
	AU2	22	430	452
	UF1	-	250	250
BOUDHAR	U1	385	-	385
	AU1+FU1	-	208	208
MECHAIRI	U1	132	20	152
	AU1+FU1	10	100	110
Nombre total de logements				4809

L'estimation de la population de différentes zones des trois futures agglomérations étudiées se base sur l'hypothèse qu'on applique un taux d'occupation des lieux (TOL) pour atteindre des normes idéales qui est d'ordre de cinq(5) hab/logt.

II.2.1. Chef-lieu

La population totale et future du Chef-lieu à long terme est définie dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau II.2 : Capacité des zones du chef-lieu

ZONE	2041	
	Nbre de logts	Nbre d'hab
U1	361	1805
U2	202	1010
U3	-	-
U4	129	645
U5	101	505
U6	1968	9840
AU1	491	2455
AU2	452	2260
UF1	250	1250
Total	3954	19770

II.2.2. Agglomération secondaire BOUDHAR

La population totale et future de l'agglomération secondaire BOUDHAR à long terme est estimée dans le tableau (II.3) suivant :

Tableau II.3 : Capacité des zones de l'AS BOUDHAR

Zone	Horizons		
	2008	2041	
	Nbre logts	logts projeté	Nbre d'hab
U1	385	-	1925
AU1+FU1	-	208	1040
Total			2965

II.2.3. Agglomération secondaire MECHAIRI

La population totale et future de l'agglomération secondaire MECHAIRI à long terme est estimée dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau II.4 : Capacité des zones de l'AS MECHAIRI

Zone	Horizons		
	2008	2041	
	Nbrelogts	Logts projeté	Nbre d'hab
U1	132	20	760
AU1+FU1	10	100	550
Total			1310

Le tableau (II.5) suivant représente la récapitulation de la population future des trois zones de SI MUSTAPHA :

Tableau II.5 : Répartition de la population à l'horizon 2041

Agglomération	Nombre d'habitant 2041
Chef-lieu	19770
BOUDHAR	2965
MECHAIRI	1310
Total	24045

II.3. Les équipements

Les équipements existants et ceux programmés sont représentés dans les tableaux (II.6), (II.7), et (II.8) suivants :

II.3.1. Agglomération chef-lieu (ACL)

Tableau II.6 : Les équipements existants et projetés de l'ACL

La zone	Equipements existants	Equipements projetés
U1	-01 Siège APC -01 PTT -01 Gendarmerie nationale -01 Siège ONFC -01 recette communale -01 C.E.M -01 Salle des soins -01 Salle des fêtes -01 Salle de boxe	-01 crèche -01 maison de jeunes -01 centre multifonctionnel - 01 protection civile -01 Réserve pour équipements
U2	-01 Ecole primaire (école nouvelle) -01 Mosquée	-01 Salle polyvalente -01 Maternité -01 centre de santé - 01 centre commercial -01 Salle de sport avec terrain -01 C.E.M+annexe lycée -01 Sureté urbaine
U3	-01 Zone d'activité	-01 centrale téléphonique
U4		-01 Bloc administratif -01 Bibliothèque
U5	-01 CFPA -01 Ecole primaire (vieux village) - 01 stade communal	-01 Marché couvert -01 Mosquée -01 Bureau de main d'œuvre -01 Stade
U6	-01 Lycée	
AU1	-01 Ecole primaire -01 Garde communale	-01 Aire de jeux -01 jardin d'enfants
AU2	-01 Aire de jeux -01 jardin d'enfants -01 Ecole primaire -01 Réserves pour équipements	

II.3.2. Agglomération secondaire BOUDHAR

Tableau II.7 : Les équipements existants et projetés de l'ASB

Zone	Equipements existants	Equipements projetés
U1	-01 Antenne APC -01 Antenne PTT -01 maison de jeune -01 Ecole primaire -01 Centre de santé -01 Mosquée -01 Terrain de sport -01 Hammam	-01 CEM
AU1+UF1		Pharmacie

II.3.3. Agglomération secondaire MECHAIRI

Tableau II.8 : Les équipements existants et projetés de l'ASM

Zone	Equipements existants	Equipements projetés
U1	-01 salle de soin -01 Ecole primaire -01 Salle de sport -01 Terrain de sport	-01 Maison de jeunes
AU1+UF1		-01 Pharmacie

II.4. La dotation

La dotation est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins. L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération (rural ou urbain), le type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur,...etc.

Généralement pour l'estimation des besoins domestiques d'une agglomération urbaine, nous pouvons tabler en première approximation sur la base suivante :

- ✓ Villes 5000 à 20000 habitants \longrightarrow 150 à 200 l/j/hab
- ✓ Villes 20000 à 100000 habitants \longrightarrow 200 à 300 l/j/hab
- ✓ Villes au-dessus de 100000 habitants \longrightarrow 300 à 400 l/j/hab

Pour la ville de SI MUSTAPHA qui aura une population de 24045 habitants à l'horizon 2041, nous allons adopter la dotation de 200 l/j/hab.

II.5. La consommation moyenne journalière pour les différents besoins

L'estimation de la consommation moyenne journalière d'une agglomération est très importante car il permet de déterminer les autres paramètres de dimensionnement du réseau, elle est calculée en fonction de la dotation journalière, qui dépend de sa taille et de la catégorie du consommateur, elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{Q_i \cdot N_i}{1000} \quad (\text{II.1})$$

D'où :

- $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j).
- Q_i : Dotation journalière pour chaque type de consommateur (l/j/usager).
- N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs.

II.5.1. Agglomération Chef-lieu

II.5.1.1. Estimation des besoins domestiques

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau (tableau II.9).

Tableau II.9 : Répartition des besoins domestique du Chef-lieu

Zone	Population	Besoin domestique (m^3/j)
U1	1805	361
U2	1010	202
U3	0	0
U4	645	129
U5	505	101
U6	9840	1968
AU1	2455	491
AU2	2260	452
UF1	1250	250
Total	19770	3954

II.5.1.2. Estimation des besoins d'équipement futur à l'horizon 2041

A. Estimation des besoins administratifs

Les besoins administratifs estimés sont résumés dans le tableau (II.10) suivant :

Tableau II.10 : Les besoins administratifs de l'ACL

Equipement	Unité	Nombre	Dotation[l/j/per]	Q _{moy j} [m ³ /j]
Siège APC	employé	55	20	1,1
PTT	employé	20	20	0,4
Gendarmerie nationale	personne	120	150	18
Garde communale	personne	80	50	4
Recette communale	employé	18	20	0,36
Siège ONFC	employé	30	20	0,6
Centre multifonctionnel	employé	30	20	0,6
Sureté urbaine	employé	50	20	1
Centrale téléphonique	employé	15	20	0,3
Bloc administratif	employé	30	20	0,6
Bureau de main d'œuvre	employé	15	20	0,3
protection civile	employé	60	100	6
Total				33,26

B. Estimation des besoins sanitaires

Les besoins sanitaires estimés sont résumés dans le tableau (II.11) suivant :

Tableau II.11 : Les besoins sanitaires de l'ACL

Equipement	Unité	Nombre	Dotation[l/j/emp]	Q _{moy j} [m ³ /j]
Salle de soins	employé	15	50	0,75
centre de santé	employé	20	50	1
Maternité	employé	30	200	6
Total				7,75

C. Estimation des besoins scolaires

Les besoins scolaires estimés sont résumés dans le tableau (II.12) suivant :

Tableau II.12 : Les besoins scolaires de l'ACL

Équipement	Unité	Nombre	Dotation[l/j/élève]	Q _{moy j} [m ³ /j]
Ecole primaire (Ali boudhar)	élève	560	20	11,2
Ecole primaire (vieux village)	élève	300	20	6
Ecole primaire(école nouvelle)	élève	230	20	4,6
C,E,M	élève	950	20	19
CFPA	élève	100	20	2
CEM +annexe lycée	élève	600	20	12
Ecole primaire	élève	250	20	5
Lycée	élève	580	20	11,6
Total				71,4

D. Estimation des besoins socioculturels

Les besoins socioculturels estimés sont résumés dans le tableau (II.13) suivant :

Tableau II.13 : Les besoins socioculturels de l'ACL

Équipement	Unité	Nombre	Dotation[l/j/per]	Q _{moy j} [m ³ /j]
Mosquée (U2)	fidèle	350	20	7
Salle des fêtes	personne	300	15	4,5
crèche	enfant	60	20	1,2
maison de jeunes	personne	80	15	1,2
Bibliothèque	personne	80	15	1,2
Salle polyvalente	personne	150	10	1,5
Mosquée (U5)	fidèle	300	20	6
Total				22,6

E. Estimation des besoins de transport

Les besoins de transport estimés sont résumés dans le tableau (II.14) suivant :

Tableau II.14 : Les besoins de transport de l'ACL

Équipement	Unité	Nombre	Dotation [l/j/per]	Q _{moy j} [m ³ /j]
Gare ferroviaire	personne	300	10	3

F. Estimation des besoins industriels

Les besoins industriels estimés sont résumés dans le tableau (II.15) suivant :

Tableau II.15 : Les besoins industriels de l'ACL

Equipement	Q_{moy j} [m³/j]
Biscuiterie (Oum El Kora)	3,2
ENG des granulats	3,2
Minoterie El Fayçal	3,2
Sonaric (électroménager)	3,2
Algérie aluminium (ustensiles des cuisines)	3,2
Total	16

G. Estimation des besoins commerciaux

Les besoins commerciaux estimés sont résumés dans le tableau (II.16) suivant :

Tableau II.16 : Les besoins commerciaux de l'ACL

Equipement	Unité	Nombre	Dotation[l/j/hab]	Q_{moy j} [m³/j]
centre commercial	local	10	10	0,1
Marché ouvert	m ²	1500	10	15
Total				15,1

H. Estimation des besoins de loisir

Les besoins de loisir estimés sont résumés dans le tableau (II.17) suivant :

Tableau II.17 : Les besoins de loisir de l'ACL

Equipement	Unité	Nombre	Dotation [l/j/per]	Q_{moy j} [m³/j]
02 Aires de jeux	personne	120	10	1,2
02 jardins d'enfants	enfant	150	10	1,5
Total				2,7

La récapitulation des besoins en eau de l'ACL est représentée dans le tableau (II.18) suivant :

Tableau II.18 : Répartition des besoins moyens du chef-lieu

Zone	Répartition des besoins selon les zones 2041 [m/j]		
	Domestique	Débit des équipements	Q _{moy j}
U1	361	53,71	414,71
U2	202	33,2	235,2
U3	0	16,3	16,3
U4	129	1,8	130,8
U5	101	29,3	130,3
U6	1968	11,6	1979,6
AU1	491	17,9	508,9
AU2	452	7,7	459,7
UF1	250	0	250
Total	3954	173,01	4125,51

II.5.2. Agglomération secondaire BOUDHAR

II.5.2.1. Estimation des besoins domestiques

Les besoins domestiques estimés pour l'ASB sont résumés dans le tableau (II.19) suivant :

Tableau II.19 : Répartition des besoins domestiques de l'AS BOUDHAR

Zone	Population	Besoins domestiques (m ³ /j)
U1	1925	385
AU1+FU1	1040	208
Total		593

II.5.2.2. Estimation des besoins d'équipement futur à l'horizon 2041

A. Besoins administratifs

Les besoins administratifs estimés sont résumés dans le tableau (II.20) suivant :

Tableau II.20 : Les besoins administratifs de l'ASB

Équipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/emp)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Antenne APC	Employé	20	20	0,4
Antenne PTT	Employé	15	20	0,3
Total				0,7

B. Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires estimés sont résumés dans le tableau (II.21) suivant :

Tableau II.21 : Les besoins sanitaires de l'ASB

Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/j/per)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Centre de santé	employé	20	50	1
Maternité	Lit	15	200	3
Total				4

C. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont résumés dans le tableau (II.22) suivant :

Tableau II.22 : Les besoins scolaires de l'ASB

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Ecole primaire	élève	260	20	5,2
CEM	élève	350	20	7
Total				12,2

D. Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels estimés sont résumés dans le tableau (II.23) suivant :

Tableau II.23 : Les besoins socioculturels de l'ASB

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/per)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Mosquée	Fidèle	200	20	4
Maison de jeune	Personne	60	15	0,9
Total				4,9

E. Autre besoins

Les autres besoins sont résumés dans le tableau (II.24) suivant :

Tableau II.24 : Autres besoins de l'ASB

Equipement	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Pharmacie	0,1
Hammam	2
Total	2,1

La récapitulation des besoins en eau de l'ASB est représentée dans le tableau (II.25) suivant :

Tableau II.25 : Répartition des besoins moyens du BOUDHAR

Zone	Répartition des besoins selon les zones (m ³ /j)		
	Besoins domestiques	Besoins des équipements	$Q_{moy,j}$
U1	385	23,8	408,8
AU1+FU1	208	0,1	208,1
Total	593	23,9	616,9

II.5.3. Agglomération secondaire MECHAIRI

II.5.3.1. Estimation des besoins domestiques à l'horizon 2041

Les besoins domestiques estimés pour l'ASM sont résumés dans le tableau (II.26) suivant :

Tableau II.26 : Répartition des besoins domestiques de l'ASM

POS	Population	Besoins domestique (m ³ /j)
U1	760	152
AU1+FU1	550	110
Total		262

II.5.3.2. Estimation des besoins d'équipement futur à l'horizon 2041

A. Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires estimés sont résumés dans le tableau (II.27) suivant :

Tableau II.27 : Les besoins sanitaires de l'ASM

Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/j/emp)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Salle de soins	employé	10	50	0,5

B. Besoins scolaires

Les besoins scolaires estimés sont résumés dans le tableau (II.28) suivant :

Tableau II.28 : Les besoins scolaires de l'ASM

Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/j/élève)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Ecole primaire	Elève	150	20	3

C. Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels estimés sont résumés dans le tableau (II.29) suivant :

Tableau II.29 : Les besoins socioculturels de l'ASM

Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/j/hab)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Maison de jeunes	Personne	80	15	1,2

D. Autres besoins

Les autres besoins estimés sont résumés dans le tableau (II.30) suivant :

Tableau II.30 : Autres besoins de l'ASM

Equipement	Q _{moy j} (m ³ /j)
Pharmacie	0,1

La récapitulation des besoins en eau de l'ASM est représentée dans le tableau (II.31) suivant :

Tableau II.31 : Répartition des besoins moyens du MECHAIRI

Zone	Répartition des besoins selon POS (m ³ /j)		
	Besoins domestiques	Besoin des équipements	Q _{moy j}
U1	152	4,7	156,7
AU1+FU1	110	0,1	110,1
Total	262	4,8	266,8

II.6. La consommation moyenne journalière

Les besoins en eau de la ville, objet de l'étude sont récapitulés dans le tableau (II.32) qui suit :

Tableau II.32 : Récapitulatif des besoins en eau de la ville

Agglomération	Besoins moyens journaliers (m ³ /j)
ACL	4125,51
AS BOUDHAR	616,9
AS MECHAIRI	266,8
Total	5009,21

La figure (II.1) illustre la répartition des besoins moyens journaliers :

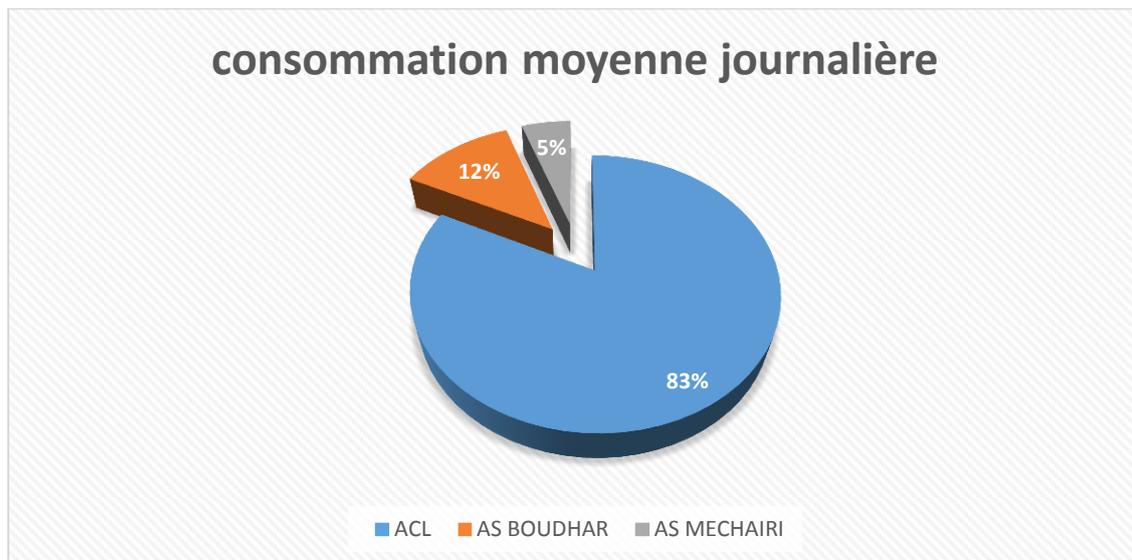


Figure II.1 : Répartition des besoins moyens journaliers

II.6.1. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour le calcul de la consommation moyenne journalière majorée, nous allons prendre en considération les pertes dans le réseau qui peuvent être dues soit à un manque d'étanchéité au niveau de joint des canalisations, soit aux fuites dans les systèmes de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, ou aux fuites chez les consommateurs (robinet), on prévoit une majoration de 20% afin de compenser ces fuites, ce qui nous donne un coefficient de majoration (K_f) de 1.2 (tableau II.33), donc :

$$Q_{\text{moy.j.maj}} = K_f \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

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

Tableau II.33 : Majoration de la consommation journalière

Agglomération	$Q_{\text{moy j}} (\text{m}^3/\text{j})$	K_f	$Q_{\text{moy j maj}} (\text{m}^3/\text{j})$
ACL	4125,51	1,2	4950,612
AS BOUDHAR	616,9	1,2	740,28
AS MECHAIRI	266,8	1,2	320,16
Total	5009,21	1,2	6011,052

II.6.2. Consommation journalière maximale

Il représente la quantité d'eau maximale journalière la plus chargée dans l'année (tableau II.34), il est donné par la formule :

$$Q_{\text{max j}} = K_{\text{max j}} \times Q_{\text{moy}} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- $Q_{\text{max j}}$: Débit maximum journalier (m^3/j).
- $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j).
- $K_{\text{max j}}$: Coefficient de variation journalière maximale qui montre combien de fois le débit maximal journalier excède le débit moyen journalier.

D'après les statistiques on a : $K_{\text{max j}} = 1,1 \div 1,3$

On prend : $K_{\text{max j}} = 1,2$

Tableau II.34 : Consommation maximale journalière

Agglomération	$Q_{\text{moy j}} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{max j}}$	$Q_{\text{max j}} (\text{m}^3/\text{j})$
ACL	4950,612	1,2	5940,7344
AS BOUDHAR	740,28	1,2	888,336
AS MECHAIRI	320,16	1,2	384,192
Total	6011,052	1,2	7213,262

II.7. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins des zones des agglomérations de SI MUSTAPHA, en touchant à toutes les catégories de consommations, par conséquent le totale des besoins en eau à l'horizon 2041 et de **7213,262m³/j** soit **83,487 l/s**. Ceci nous permettra de mieux évaluer les capacités optimales des réservoirs, ainsi de bien dimensionner notre réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Les réservoirs

III.1. Introduction

Avant d'être distribuée l'eau est stockée dans des réservoirs aux châteaux d'eau. Ces derniers contribuent à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation. Ce sont des ouvrages hydrotechniques très importants qui doivent présenter certains impératifs à savoir : la résistance, l'étanchéité et la durabilité. C'est aussi une réserve qui garantit l'autonomie en cas d'incendie sur le réseau d'eau potable [14].

Ce chapitre est consacré pour étudier cet ouvrage, et déterminer les volumes de stockage qui représentent nos réservoirs pour assurer le bon fonctionnement de réseau de distribution.

III.2. Utilité des réservoirs

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, ils permettent [9] :

- ✓ D'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque la consommation devient supérieure à la production.
- ✓ Une certaine souplesse pour faire face, sans gêne, pour les utilisateurs, aux incidents suivant :
 - Panne électrique ;
 - Remplacement d'une pompe ;
 - Accident sur la conduite de refoulement.
- ✓ Une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

En résumé, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointe, les débits maximaux demandés. De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies [8].

III.3. Classification des réservoirs

Il existe plusieurs types de réservoirs, on peut les classer selon trois paramètres [8] :

a. D'après la nature des matériaux :

- ✓ Les réservoirs métalliques ;
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

b. D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- ✓ Réservoir au sol ;
- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi-enterrés ;
- ✓ Surélevés, sur tour.

c. D'après des considérations esthétiques, soit :

- ✓ Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- ✓ S'intégrer au paysage.

III.4. Equipement du réservoir

La figure (III.1) montre les différents équipements d'un réservoir [2], [14] :

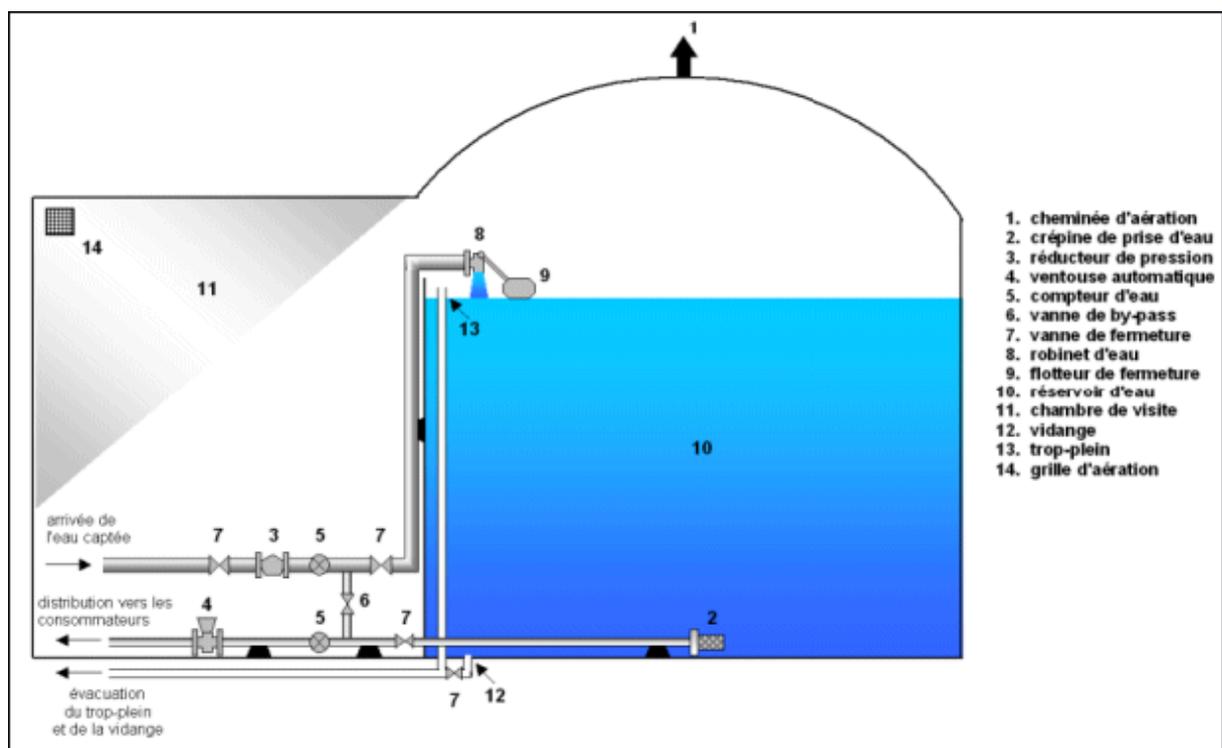


Figure III.1 : Schéma de fonctionnement d'un réservoir

III.4.1. Conduite d'arrivée (adduction)

L'eau arrive au réservoir par averse, soit à chute libre, provoquant une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable aux eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. Les figures(III.2), (III.3) nous représentent une conduite d'arrivée.

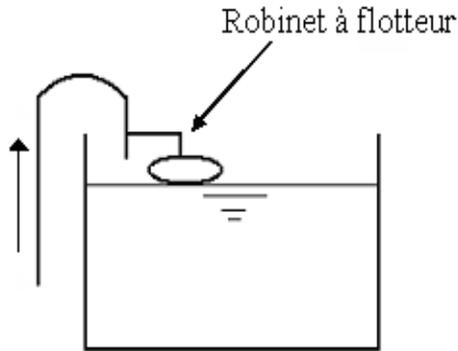


Figure III.2 : Conduite avec chute libre

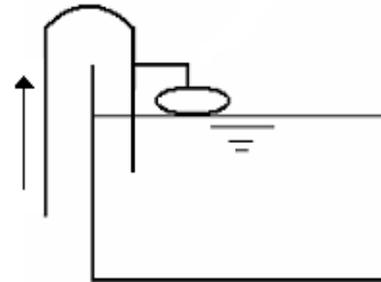


Figure III.3 : Adduction noyée

III.4.2. Conduite de départ (distribution)

contrairement à la conduite d'arrivée qui monte au sommet de la réserve, la conduite de départ d'eau part du fond de la réserve (0,15 à 0,20m au-dessus du radier), elle doit être opposée à la conduite d'amenée et munie d'une crépine en vue d'éviter l'introduction dans la distribution, des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve. La figure (III.4) nous représente une conduite de départ.

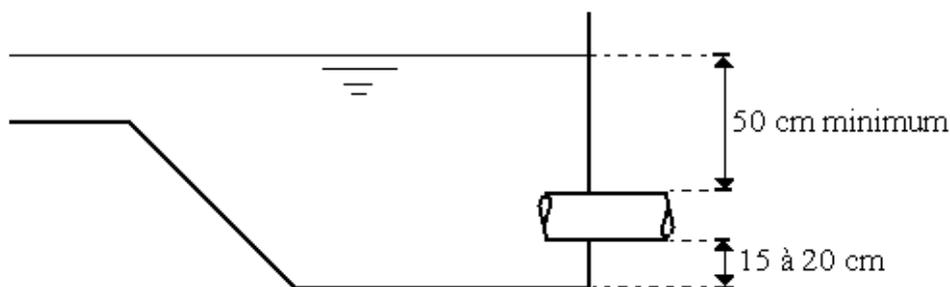


Figure III.4 : Emplacement de la conduite de distribution

III.4.3. Conduite de vidange

Elle permet de vidanger le réservoir en vue de nettoyage ou de réparation. Cette conduite partira au point bas du réservoir ou son sol est fait de telle manière que l'eau s'écoule naturellement vers cette vidange. Elle sera munie d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop plein.

III.4.4. Conduite de trop plein

Pour éviter le débordement de réservoir lorsque ce dernier reçoit plus d'eau qu'il n'en distribue ou en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage, l'ouvrage est muni d'un trop plein, lorsque l'eau monte trop haut dans l'ouvrage elle tombe par surverse dans cette conduite, ensuite dégagée par le puisard de la chambre de visite et évacuée en dehors du captage

III.4.5. Conduite by-pass

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ), il fait circuler l'eau sans la faire passer au réservoir, permettant d'isoler le réservoir en cas de besoin (nettoyage de la cuve ou réparation du château).

III.4.6. Une chambre de visite

Appelée également chambre sèche ou chambre de vanne, c'est la partie du réservoir où les agents peuvent venir faire des prélèvements d'eau, contrôler les compteurs généraux ou inspecter le niveau du réservoir. Cette chambre contient tous les appareils hydrauliques nécessaires au bon fonctionnement du réservoir, c'est aussi dans la chambre de visite qu'arrivent et partent les conduites d'arrivée et de départ d'eau.

III.5. Emplacement de réservoir

Pour le bon fonctionnement du réseau, il faut choisir convenablement l'emplacement du réservoir donc il faut tenir compte des points suivants :

- ✓ L'emplacement de réservoir doit être aussi bien choisi afin de donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.
- ✓ 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 pour effectuer une alimentation gravitaire de réseau de distribution.
- ✓ Il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour avoir en première approximation, l'altitude du radier.
- ✓ Il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux. Il ne faut pas oublier les extensions futures de l'agglomération.

III.6. Le choix du type de réservoir

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain) [3].

Mais Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires qui représentent les avantages suivants [7] :

- ✓ Des frais de construction économique.
- ✓ Conservation de l'eau à une température constante.
- ✓ Une étude architecturale simplifiée.
- ✓ Une bonne étanchéité facile a réalisée.

III.7. Calcul de la capacité des ouvrages de stockages

III.7.1. Dimensionnement des stations de reprises

La station de reprise est un complexe équipé d'un réservoir et d'une station de pompage, elle permet le refoulement intermédiaire.

Elle est alimentée gravitairement à partir de la conduite venant de TAKSEBT et ceci 24h/24h. Le dimensionnement de la station de reprise (SR) sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas. Ce temps est généralement pris à un quart d'heure (1/4h).

Pour procéder à la détermination du volume de la bache eau de la station de reprise, on utilise la formule suivante :

$$V_{\text{bacheSR}} = Q_{\text{max.h}} \times T \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_{bacheSR} : Volume de la bache à eau de la station de reprise (m^3).
- $Q_{\text{max h}}$: Débit entrant dans la station de reprise (m^3/h).
- T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0.25\text{h}$).

La station de reprise se situe à une cote de 76 m, elle reçoit un débit de $Q_{\text{max,j}} = 7213,262 \text{ m}^3/\text{j}$. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps d'arrêt de pompage qui est de 4 heures ($t = 4 \text{ h}$) :

$$V_{\text{bacheSR}} = \frac{7213,262}{20} \times 0.25 = 90,166 \text{ m}^3$$

On opte pour une station de reprise : $V_{\text{bacheSR}} = 100 \text{ m}^3$

$$V_{\text{bacheSR}} = (\pi D^2/4) \times h \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- h : Hauteur du réservoir = 4 m.
- D : Diamètre de réservoir (m).

$$D = \left(\frac{4 \times V}{h \times \pi} \right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 100}{4 \times 3.14} \right)^{1/2} = 5,643 \text{ m}$$

$$D= 6 \text{ m}$$

On opte pour un réservoir de capacité **100m³** et d'un diamètre de **6 m**.

III.7.2. Dimensionnement du réservoir de stockage

Deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul de la capacité de stockage :

III.7.2.1. Méthode analytique

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

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

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

Le régime de la consommation de notre agglomération ($K_{\max h}$) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau des régimes de la consommation des agglomérations (**voir l'annexe 1**).

A. Volume utile de stockage

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

$$V_u = \frac{P_{\max(\%)} \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V_u : Volume utile de stockage pour la consommation (m³).
- $Q_{\max j}$: Débit maximum journalier (m³/j).
- $P_{\max\%}$: Résidu maximal dans le réservoir (%).

B. Détermination de la valeur P%

On fait la différence, pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ; cette différence est ensuite reportée dans la colonne des surplus et 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.

$$\text{Tel que : } P_{\max \%} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- ΔV^+ : Valeur maximal du résidu.
- ΔV^- : Valeur minimal du résidu.

C. Détermination des valeurs de β_{\max} et $K_{\max h}$

La détermination du coefficient de variation maximale horaire se fait par la relation suivante :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4.
- β_{\max} : Coefficient dépendant du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation l'aide du tableau (III.1) ci-dessous :

Tableau III.1 : Valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant x1000	<1	1,5	2,5	4,0	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1,00

Le nombre d'habitant de la ville de SI MUSTAPHA est de 24045 habitants,

$$20\ 000 \text{ hab} < 24045 \text{ hab} < 30\ 000 \text{ hab} \quad \longrightarrow \quad 1,2 > \beta_{\max} > 1,15$$

Par interpolation on trouve : $\beta_{\max} = 1,18$

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

Donc : $K_{\max h} = 1,534$

Le résultat obtenu pour $K_{\max h}$ est représenté dans le tableau (III.2) suivant :

Tableau III.2 : Valeur du coefficient $K_{\max h}$ pour la ville de SI MUSTAPHA en fonction du nombre d'habitants

Ville	Nombre d'habitant	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$
SI MUSTAPHA	24045	1,3	1,18	1,534

D. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qu'est égale à 120m^3 (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de $60\text{m}^3/\text{h}$) [8].

$$V_{\text{total}} = V_u + V_{\text{incendie}} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- V_{total} : Volume total du réservoir (m^3).
- V_u : Volume utile de stockage (m^3).
- V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie ($V_{\text{incendie}}=120 \text{ m}^3$).

Ce réservoir se trouve à Bled Ben Zerga en dehors de la ville de SI MUSTAPHA, implanté à une altitude de **136 m**, dessert cette ville qui compte 24045 habitants avec un débit de **$7213,262\text{m}^3/\text{j}$** .

Du point de vue technico-économique il est suggéré de ne pas pomper de 18h à 22h vue le cout important de l'énergie électrique alors, $Q_{\text{apport}} = 0 \text{ (m}^3/\text{h)}$.

Le calcul de la capacité du réservoir se résume dans le tableau (III.3) qui suit :

Tableau III.3 : Capacité du réservoir R

Heure	Apport		Consommation		Surplus	Déficit	Résidu	Volume restant
	%	Q (m ³ /h)	%	Q (m ³ /h)	%	%	%	
0-1	5	360,663	1,5	108,199	3,5		3,5	252,464
1-2	5	360,663	1,5	108,199	3,5		7	504,928
2-3	5	360,663	1,5	108,199	3,5		10,5	757,393
3-4	5	360,663	1,5	108,199	3,5		14	1009,857
4-5	5	360,663	2,5	180,332	2,5		16,5	1190,188
5-6	5	360,663	3,5	252,464	1,5		18	1298,387
6-7	5	360,663	4,5	324,597	0,5		18,5	1334,453
7-8	5	360,663	5,5	396,729		-0,5	18	1298,387
8-9	5	360,663	6,25	450,829		-1,25	16,75	1208,221
9-10	5	360,663	6,25	450,829		-1,25	15,5	1118,056
10-11	5	360,663	6,25	450,829		-1,25	14,25	1027,890
11-12	5	360,663	6,25	450,829		-1,25	13	937,724
12-13	5	360,663	5	360,663	0		13	937,724
13-14	5	360,663	5	360,663	0		13	937,724
14-15	5	360,663	5,5	396,729		-0,5	12,5	901,658
15-16	5	360,663	6	432,796		-1	11,5	829,525
16-17	5	360,663	6	432,796		-1	10,5	757,393
17-18	5	360,663	5,5	396,729		-0,5	10	721,326
18-19	0	0	5	360,663		-5	5	360,663
19-20	0	0	4,5	324,597		-4,5	0,5	36,066
20-21	0	0	4	288,530		-4	-3,5	-252,464
21-22	0	0	3	216,398		-3	-6,5	-468,862
22-23	5	360,663	2	144,265	3		-3,5	-252,464
23-00	5	360,663	1,5	108,199	3,5		0	0
total	100	7213,262	100	7213,262				

D'après le tableau (III.3) Nous aurons :

$$P_{\max \%} = |-6,5| + |18,5| = 25$$

$$\text{Donc : } V_u = P_{\max \%} \frac{Q_{\max.j}}{100} = 25 \times \frac{7213,262}{100} = 1803,316 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{TOTAL}} = V_u + V_{\text{inc}} = 1803,316 + 120 = 1923,316 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité de stockage du réservoir projeté est de **2000 m³**.

III.7.2.2. Méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'apport des débits pompés. On trace sur un même graphe la différence entre les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps, le volume utile de stockage du réservoir est obtenu en sommant la valeur absolue de l'écart des deux extrêmes entre les deux courbes, ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_u = V_{\max} + V_{\min} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- V_{\max} : Résidu maximal (m^3).
- V_{\min} : Résidu minimal (m^3).

Les résultats de calcul graphique de la capacité du réservoir sont donnés dans le tableau (III.4) ci-après :

Tableau III.4 : Détermination graphique de la capacité du réservoir

Heure	Apport (m^3/h)	Consommation (m^3/h)	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	360,663	108,199	252,464		252,464
1-2	360,663	108,199	252,464		504,928
2-3	360,663	108,199	252,464		757,392
3-4	360,663	108,199	252,464		1009,857
4-5	360,663	180,332	180,332		1190,188
5-6	360,663	252,464	108,199		1298,387
6-7	360,663	324,597	36,066		1334,453
7-8	360,663	396,729		-36,066	1298,387
8-9	360,663	450,829		-90,166	1208,221
9-10	360,663	450,829		-90,166	1118,056
10-11	360,663	450,829		-90,166	1027,890
11-12	360,663	450,829		-90,166	937,724
12-13	360,663	360,663	0		937,724
13-14	360,663	360,663	0		937,724
14-15	360,663	396,729		-36,066	901,658
15-16	360,663	432,796		-72,133	829,525
16-17	360,663	432,796		-72,133	757,393
17-18	360,663	396,729		-36,066	721,326
18-19	0	360,663		-360,663	360,663
19-20	0	324,597		-324,597	36,0663
20-21	0	288,530		-288,530	-252,464
21-22	0	216,398		-216,398	-468,862
22-23	360,663	144,265	216,398		-252,464
23-00	360,663	108,199	252,464		0

Total	7213,262	7213,262			0
-------	----------	----------	--	--	---

Les résultats calculés dans le tableau (III.4) sont représentés dans la figure (III.5) ci-après :

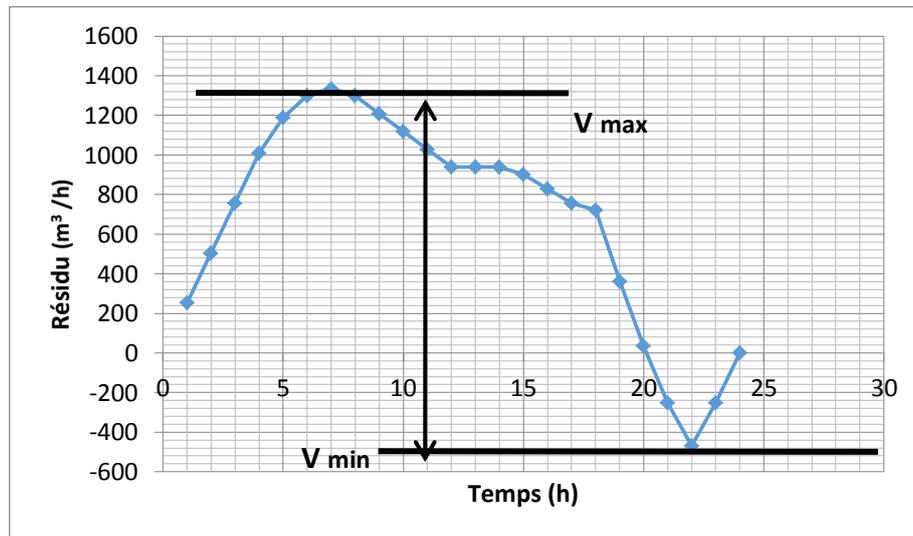


Figure III.5 : Détermination graphique de la capacité du réservoir

D'après le tableau (III.4) précédent, le volume utile du réservoir est de :

$$V_u = V_{\max} + V_{\min} = 1334,453 + 468,862 = \mathbf{1803,316 \text{ m}^3}.$$

III.7.2.3. Diamètre du réservoir

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on fixe sa hauteur $h = 4\text{m}$, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \left(\frac{4 \cdot V_u}{h \cdot \pi} \right)^{1/2} \quad (\text{III.8})$$

Par conséquent :

$$D = \left(\frac{4 \times 1803,316}{4 \cdot \pi} \right)^{1/2} = \mathbf{25,24 \text{ m}}$$

Donc le diamètre du réservoir projeté sera de **D = 26 m**.

III.8. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les volumes des ouvrages de stockage de notre système d'adduction. Nous avons obtenu les résultats suivants :

- ✓ Une station de reprise avec une bête à eau, implantée à une altitude de **76m**, de capacité de **100 m³**, de diamètre **6 m**, et d'une hauteur de **4m**.
- ✓ Un réservoir de stockage implanté à une altitude **136m** à Bled Ben Zerga de capacité **2000m³**, d'un diamètre **26m**, et une hauteur de **4m**.

Adduction

VI.1. Introduction

L'adduction comprend l'ensemble des éléments à savoir la ressource, les infrastructures et les équipements nécessaires pour l'approvisionnement en eau potable pour les différents usagers. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin « adducere » qui signifie « mener ou conduire vers », c'est-à-dire, amener de l'eau du lieu de captage jusqu'au point de stockage. Dans ce chapitre, on va établir une étude technico-économique des conduites afin de choisir le matériau et les diamètres optimaux pour nos différents tronçons.

VI.2. Topologie des systèmes d'adduction

On distingue deux types d'adduction [8] :

✓ Adduction par refoulement

L'acheminement des eaux s'effectue à l'aide de pompes, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

✓ Adduction gravitaire

L'écoulement des eaux dans les conduites d'une adduction gravitaire qui ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur, est causé par la différence des niveaux hydrauliques. Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du point de consommation.

VI.3. Choix du tracé

Le choix du tracé du profil de la conduite d'adduction se fait selon certains critères techniques et économiques, par exemple [8] :

- ✓ Le profil de la conduite doit être aussi régulier et aussi court que possible afin de réduire les frais d'investissement et éviter les contre pentes.
- ✓ Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- ✓ Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement.
- ✓ Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversée de route, rivière,...etc.)
- ✓ Il est préférable de concevoir le profil en long le long des routes et des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation.

VI.4. Choix du type des conduites

Pour l'installation d'un réseau, le choix du type des conduites requiert une attention toute particulière car le bon fonctionnement du réseau en dépend en grande partie.

Certains paramètres sont impératifs au choix des matériaux entre autre :

- ✓ Le diamètre économique ;
- ✓ La pression de l'eau ;
- ✓ Les pertes de charge ;
- ✓ Le prix de revient et la facilité de mise en œuvre en fonction du tracé.

Les types de conduites les plus couramment utilisés dans les réseaux d'eau potable sont :

- ✓ Conduite en acier ;
- ✓ Conduite en fonte ;
- ✓ Conduite en PVC ;
- ✓ Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Pour notre projet, on a choisi des conduites en PEHD, vue les avantages qu'elles présentent :

- ✓ Une durée de vie importante (50 ans à une température de 20°C).
- ✓ Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout, confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite.
- ✓ Une bonne résistance ; chimique, aux chocs et aux ultraviolets.
- ✓ Résiste à la corrosion, stabilité du réseau en milieu agressif.
- ✓ La propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causée par les mouvements de sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent.
- ✓ Résistance au coup de bélier.
- ✓ Un faible coût.

VI.5. Etude technico-économique des conduites

Une étude technico-économique est indispensable pour choisir le diamètre le plus économique qui permettra de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ; par contre, plus le diamètre est grand, par suit la diminution des pertes de charge d'où les frais d'exploitation diminuent.

Les paramètres qui interviennent dans le calcul des conduites sont : le débit (Q), le diamètre (D), la vitesse (V) et les pertes de charges (J).

VI.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont [3]:

$$\checkmark \text{ La formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

$$\checkmark \text{ La formule de BRESS : } D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

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

Avec ces deux formules on détermine une gamme du diamètre économique, suivant plusieurs diamètres normalisés, notre choix se portera sur le plus économique c'est-à-dire, celui qui présente un bilan minimale et une vitesse comprise entre **0,5 et 1,5 m/s**.

VI.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse dans la conduite se calcule comme suit [8]:

$$\text{D'après l'équation de continuité : } Q = V \times S \quad \longrightarrow \quad V = \frac{Q}{S}$$

$$\text{On a : } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{Donc:} \quad V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{IV.3})$$

Avec:

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

VI.5.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges dans les canalisations sont dues au frottement d'eau contre les parois de ces canalisations ainsi que les différents organes d'adduction, elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (vannes, coudes, clapets, ...)

Elle se présente sous deux formes [8]:

- ✓ Pertes de charges linéaires.
- ✓ Pertes de charges singulières.

VI.5.3.1. Les pertes de charges linéaires

Elles se produisent tout au long de la conduite, elles peuvent être déterminées par la formule de DARCY-WIESBACH suivante :

$$J_1 = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- J_1 : Pertes de charge linéaire (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- D : Diamètre du tuyau (m) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

- **Calcul du coefficient des pertes de charge**

Appelé aussi coefficient de frottement, il dépend de la rugosité et de la nature du régime d'écoulement, pour le calculer aux différents régimes, on utilise les formules suivantes :

- ✓ **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZE : $\lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \left(\frac{K}{D} \right) \right]^2$

(IV.5)

- ✓ **Régime de transition**

Formule de COLEBROOK :
$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right]$$

(IV.6)

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge ou de frottement ;
- D : Diamètre du tuyau (m) ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

✓ **Pour les tube en acier :** $K = 10^{-3} \text{ mm}$

✓ **Pour les tubes en fonte :** $K = 0,03 \text{ mm}$

✓ **Pour les tubes en PEHD :**

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0,01 \text{ mm si } D \leq 200 \text{ mm} \\ K = 0,02 \text{ mm si } D > 200 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Re : Nombre de REYNOLDS déterminé par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu}$$

(IV.7)

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s), calculé par la formule de STOCKES suivante :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 t + 0.00221 t^2}$$

(IV.8)

Pour : $t = 20 \text{ C}^\circ \quad \Longrightarrow \quad \nu = 1,0010^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

- t : Température de l'eau.

VI.5.3.2. Les pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières représentent les pertes occasionnées par les singularités dans les conduites (coudes, vannes, clapets et branchements,...etc.); dans la pratique, ces pertes de charge sont estimées à 10% (pour le PEHD) des pertes de charge linéaires [7].

$$J_s = 0,1 \times J_1 \quad (IV.9)$$

VI.5.3.3. Les pertes de charge totales

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

$$J_T = J_1 + J_s \quad \longrightarrow \quad J_T = 1,1 \times J_1 \quad (IV.10)$$

VI.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL), entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement [4] :

$$H_{mt} = H_g + J_T \quad (IV.11)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- J_T : Pertes de charge totales (m).

VI.5.5. Puissance de pompage

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (IV.12)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à transité (m^3/s) ;
- η : Rendement de la pompe (75%).

VI.5.6. Energie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a \times T' \times 365 \quad (IV.13)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- T' : Temps de pompage (20h).

VI.5.7. Coût d'énergie et frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = E \times e' \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e' : Prix unitaire du kWh, fixé par la SONELGAZ (5,48DA).

VI.5.8. Frais d'amortissement

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) représenté dans le tableau (**voir annexe 3**) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- A : Amortissement annuel (annuité) ;
- i : Taux d'annuité (i=8%) ;
- n : Nombre d'année sur lequel s'effectuera l'amortissement (n=25ans).

D'où :

$$A = 0,0937$$

VI.5.9. Calcul du bilan

C'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{IV.7})$$

VI.6. Calcul des conduites gravitaire

Pour le calcul des conduites gravitaire, quatre paramètres interviennent :

- ✓ Le débit (Q) ;
- ✓ La vitesse (V) ;
- ✓ Les pertes de charges (J) ;
- ✓ Le diamètre (D) ;

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

$$J_T \leq H_d$$

VI.7. Equipements de l'adduction

VI.7.1. Robinets-vannes

Permettent le contrôle et/ou l'arrêt de l'écoulement en cas de travaux ou réparation.

VI.7.2. Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration, ou sur la conduite de refoulement [4].

VI.7.3. Vidange

Placé dans les points bas des adductions, son intérêt est la vidange de l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble de dépôts qui obstrue les tuyaux.

VI.7.4. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations et son évacuation se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique placée à ces points hauts.

VI.8. Description du schéma d'adduction

Le point de départ de la chaîne d'adduction de notre projet, est le point de piquage sur la conduite d'adduction principale venant de SPET vers Alger, celui-ci est situé à une cote de **36,21m**. L'eau s'écoulera gravitairement avec un débit de **83,487 l/s** jusqu'à la station de reprise

projetée situé à une côte de **80m** sur une longueur de **989,93m**, qui sera également équipée d'une bache à eau de **100m³**, Ensuite refoulé vers le réservoir tête de **2000m³** de capacité qui va être réalisé à **136m** de côte, sur une conduite de **473,67m** de longueur. Le schéma d'adduction est représenté dans la figure (IV.1) suivante :

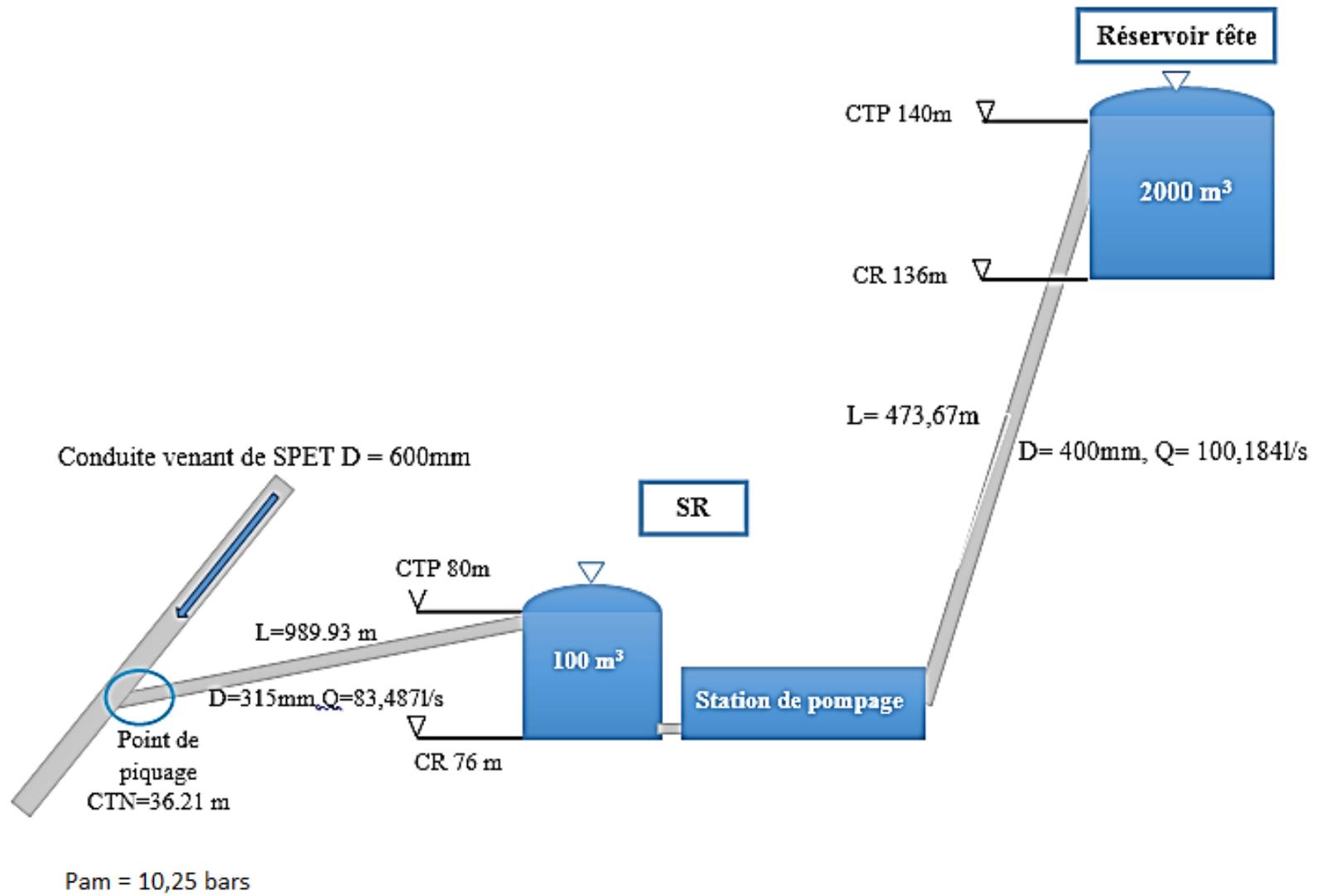


Figure IV.1 : Schéma d'adduction

VI.9. Calcul du diamètre économique de l'adduction

VI.9.1. Tronçon PP-SR (adduction gravitaire)

Données :

- ✓ Débit : 0,08349 m³/s ;
- ✓ Hauteur disponible (H_d) : C_{SR} - C_{pp} = 43,79 m ;
- ✓ Longueur de l'adduction : 989,93 m ;
- ✓ Le diamètre :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\max} \times \pi}} = 0,266 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\min} \times \pi}} = 0,461 \text{ m}$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 315 et 500 mm.

VI.9.1.1. Calcul des pertes de charge totales

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (IV.1) suivant :

Tableau IV.1 : Calcul des pertes de charge totales

DN (m)	D _{int} (m)	V(m/s)	Re	λ	J _l (m)	J _T (m)
0,315	0,278	1,379	378995	0,0143	4,941	5,435
0,4	0,353	0,855	298488	0,0148	1,548	1,703
0,5	0,4526	0,519	232539	0,0154	0,462	0,509

Le diamètre choisi est **315mm**, avec une vitesse acceptable de **1,379m/s**.

On a une pression amont de 10,25 bars donc l'eau arrive au réservoir avec une pression de :

$$P_A = P_{am} - \Delta h_g - J_T \quad (IV.18)$$

- P_A : Pression d'arrivée d'eau au réservoir(m) ;
- P_{am} : Pression amont (m) ;
- Δh_g : Pertes de charge dues à la différence de niveau ;
- J_T : Pertes de charge totale dues aux frottements et aux singularités.

Donc : $P_A = 102,5 - 43,79 - 5,4348 = \mathbf{53,275 \text{ m}}$

Pour éviter tout risque que peut engendrer cette pression, on utilise une vanne, et notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres).
- ✓ Facilité de manipulation.

▪ **Calcul des pertes de charge dans la vanne**

$$J_v = 53,275 \text{ m}$$

▪ **Calcul du coefficient de perte charge K dans la vanne**

$$\text{On a: } J_v = K \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{d'où: } K = J_v \times \frac{2g}{V^2} \quad (\text{IV.19})$$

$$\Rightarrow K = 549,662$$

▪ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α ($^\circ$)**

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de K (**voir annexe2**) et par interpolation on trouve :

$$\alpha = 66,82^\circ$$

VI.9.2. Tronçon SR-R_{tête} (adduction par refoulement)

Données :

- ✓ Débit : 0.1002 m³/s ;
- ✓ Hauteur géométrique (Hg) : 64 m ;
- ✓ Longueur de l'adduction : 473,67 m ;
- ✓ Le diamètre :
 - D_{BONNIN} : $\sqrt{0,1002} = 0,317 \text{ m}$;
 - D_{BRESS} : $1,5 \sqrt{0,1002} = 0,475 \text{ m}$.

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 315, 400 et 500 mm.

VI.9.2.1. Calcul de la Hmt

Les valeurs de la Hmt pour chaque diamètre normalisé (DN) sont représenté dans le tableau (IV.2) suivant :

Tableau IV.2 : Calcul de la Hmt

DN (m)	D _{int} (m)	V(m/s)	Re	λ	J _l (m)	J _T (m)	Hmt
0,4	0,327	1,190	385756	0,0142	1,483	1,632	65,632
0,5	0,409	0,762	308642	0,0146	0,500	0,550	64,550

VI.9.2.2. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (IV.3) suivant :

Tableau IV.3 : Calcul des frais d'exploitation

DN (m)	D _{int} (m)	P (KW)	E (KWh)	e (DA/KWh)	F _{exp} (DA)
0,4	0,327	86,018349	627933,95	5,48	3441078
0,5	0,409	84,600263	617581,92	5,48	3384348,9

VI.9.2.3. Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représenté dans le tableau (IV.4) suivant :

Tableau IV.4 : Calcul des frais d'amortissement

DN (m)	D _{int} (m)	Prix ml (DA)	A	F _{am}
0,4	0,3274	13443,3	0,0937	1839070,33
0,5	0,4092	20884,5	0,0937	2857041,37

Pour les prix des conduites (voir annexe3)

VI.9.2.4. Calcul du bilan

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.5) suivant :

Tableau IV.5 : Calcul du bilan

DN (m)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
0,4	3441078	1839070	5280148,4
0,5	3384348,91	2857041,4	6241390,3

D'après les résultats obtenus dans le tableau (VI.5), on constate que le diamètre le plus économique et le **400mm** qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de **1,190m/s** et une Hmt de **65,632m**.

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau (IV.6) suivant :

Tableau IV.6 : Tableau récapitulatif des diamètres de différents tronçons

Type d'adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur(m)	Diamètre (mm)	PN (bar)	Vitesse (m/s)
gravitaire	PP-SR	0,0835	989,930	315	10	1,379
refoulement	SR - R _{Tête}	0,1002	473,670	400	16	1,190

VI.10. Conclusion

Au cours de ce chapitre, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculer les différents paramètres à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et en optant également pour le matériau le plus seyant qui est le PEHD.

Par conséquent, après cette étude technico-économique, il faut choisir une pompe adéquate qui répond aux conditions d'exploitations désirés, c'est ce qu'on va analyser dans la chapitre suivant.

Pompes et station de pompages

V.1. Introduction

Une pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à grande pression, pour le refouler à une région à basse pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique fournie par son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

- ✓ Une bêche de reprise, divisée en deux compartiments afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations. Dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre des vannes. Le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment.
- ✓ Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bêche de reprise.
- ✓ Une clôture permettant de délimiter le périmètre des installations.

V.3. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [3] :

V.3.1. Les pompes volumétriques

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

V.3.2. Les turbopompes

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

- ✓ Les pompes centrifuges : hauteur d'élévation très importante, représenté dans la figure(V.1),
- ✓ Les pompes hélices : débit important et hauteur d'élévation faible, représenté dans la figure(V.2),
- ✓ Les pompes hélico-centrifuges : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25-30m, représenté dans la figure (V.3).

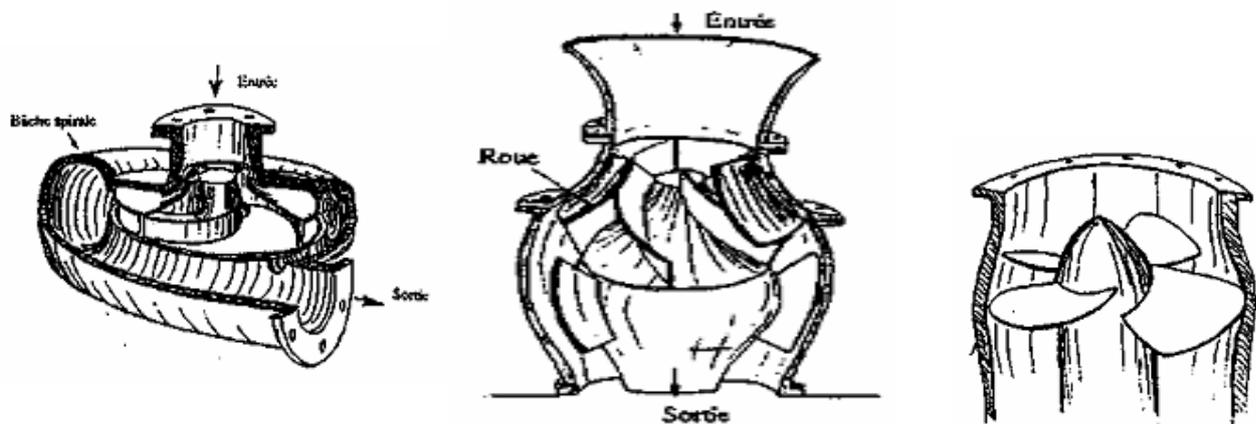


Figure V.1 : Pompe centrifuge

Figure V.2 : Pompe hélico-centrifuge

Figure V.3 : Pompe axiale

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

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

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ✓ **Suivant la forme de la roue**
 - Pompe centrifuge radiale,
 - Pompe centrifuge semi axiale.
- ✓ **Suivant le nombre de roues**
 - Monocellulaire,
 - Multicellulaire.
- ✓ **Suivant la position de son axe**

- Pompe à axe horizontal,
- Pompe à axe vertical.

V.4. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Lorsque le liquide arrive dans le corps de la pompe, la roue (alimentée par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue ; le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (énergie cinétique) [8].

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

V.5. Constitution d'une pompe centrifuge

D'une façon générale, une pompe comporte :

V.5.1. Diffuseur et volute

Son rôle est la collecte du fluide à la sortie de la roue pour l'acheminer vers la section (croissante) de la sortie de la machine représenté dans la figure (V. 4).

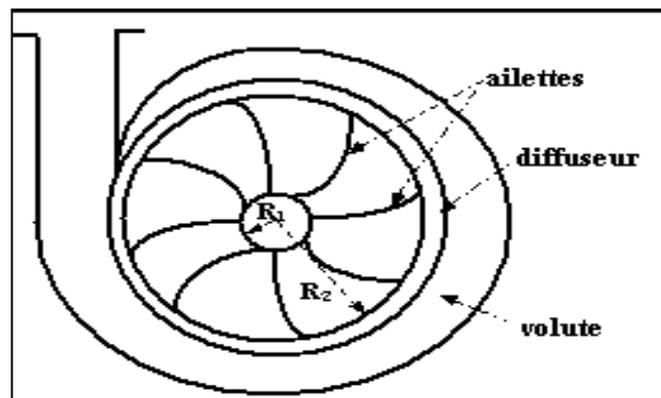


Figure V.4 : Diffuseur et volute

V.5.2. La roue

C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulseur. A l'intérieur de la roue, des canaux hydrauliques sont séparés par les aubes incurvées ; ces canaux peuvent être maintenus entre deux flasques (roue fermée (Figure (V.5)) : l'un de ces flasques ou les deux peuvent être absents (roue semi ouverte (Figure (V.6)), ou ouverte (Figure (V.7)), ce qui facilite le pompage des eaux chargées en corps solides.

Le rotor est caractérisé par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur, et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner. Elle fournit au liquide une énergie cinétique qui l'entraîne vers la périphérie du fait des forces centrifuges.



Figure V.5 : Roue fermée

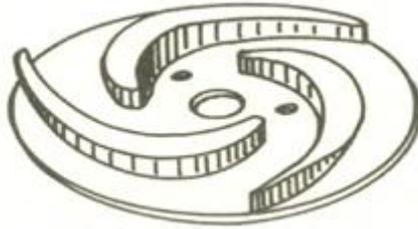


Figure V.6 : Roue semi Ouverte

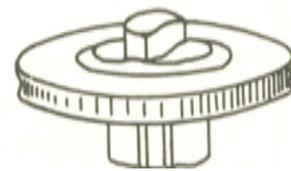


Figure V.7 : Roue ouverte

V.5.3. Vis de remplissage

Elle est située sur le corps de la pompe.

V.5.4. Presse-étoupe

Elle est utilisée pour éviter les rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, son rôle est d'assurer l'étanchéité de la roue. Elle est représentée dans la figure (V.8).

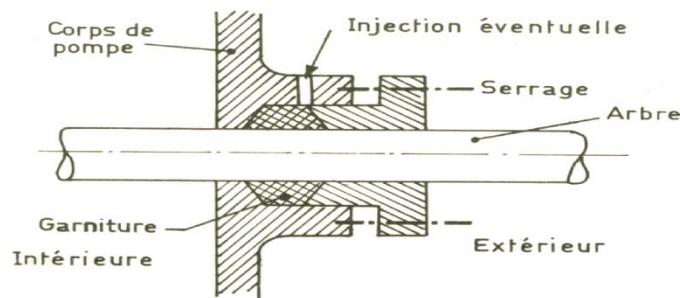


Figure V.8 : Presse-étoupe

V.5.5. Flasques "disques"

Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.

V.5.6. Le palier

Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve différents roulements.

V.5.7. L'arbre

L'accouplement se fait, soit par moteur électrique, soit par un moteur thermique.

V.6. Choix des pompes

Le choix d'une pompe se fait à partir d'un catalogue de pompes disponibles auprès des manufacturiers. On utilise les points de fonctionnement pour le choix de la pompe la plus satisfaisante et qui nous permet d'avoir le meilleur rendement possible. Le choix dépend des caractéristiques hydrauliques des installations projetées à savoir [4]:

- ✓ Le débit appelé à être refoulé ;
- ✓ La hauteur manométrique totale ;
- ✓ Le meilleur rendement qui conduirait à un cout acceptable du mètre cube d'eau à élever.

V.7. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes dans la figure (V.9) suivantes [8]:

V.7.1. La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$)

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

V.7.2. La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$)

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

V.7.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$)

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

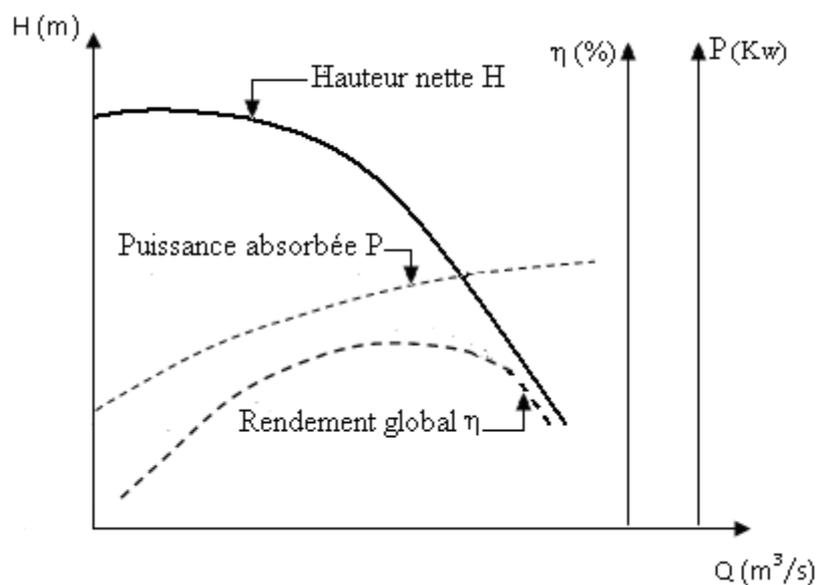


Figure V.9 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V.8. 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 :

$$H_c = H_g + \alpha Q^2 \quad (V.1)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- αQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;
- α : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

V.9. Le point de fonctionnement de la pompe

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 $H_c = f(Q)$ qui sont représenté dans la figure (V.10) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal.

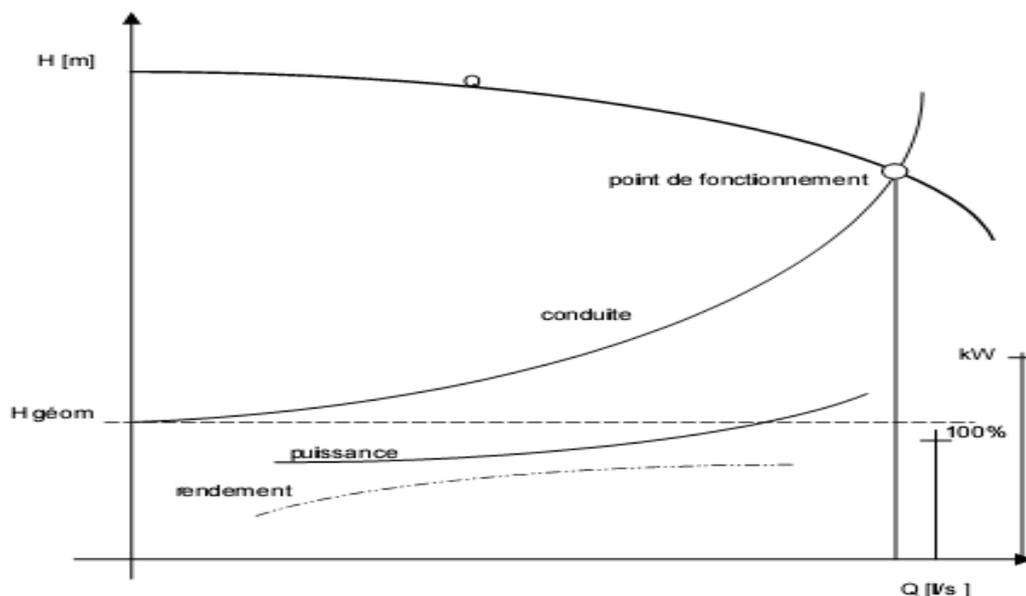


Figure V.10 : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

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. Il est représenté dans la figure (V.11).

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

V.9.1. 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 $T_1 = 20$ heures est de :

$V_e (m^3) = 20 \times Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T' . Donc, on peut écrire :

$$Q \times T' = 20 \times Q_1 \quad (V.2)$$

D'où :

$$T' = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (V.3)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (KW) \quad (V.4)$$

V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 .

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (KW) \quad (V.5)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v$$

Ou :

h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;

H' : Hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q_1 (m) ;

η : Rendement (%).

V.9.3. Rognage de la roue

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

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.7})$$

Il est très difficile à réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision.

V.9.4. Variation de la vitesse de rotation

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

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 dans la figure (V.11) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_3 (Q_3 , H_3), on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{Tr / min}) \quad (\text{V.8})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta}$$

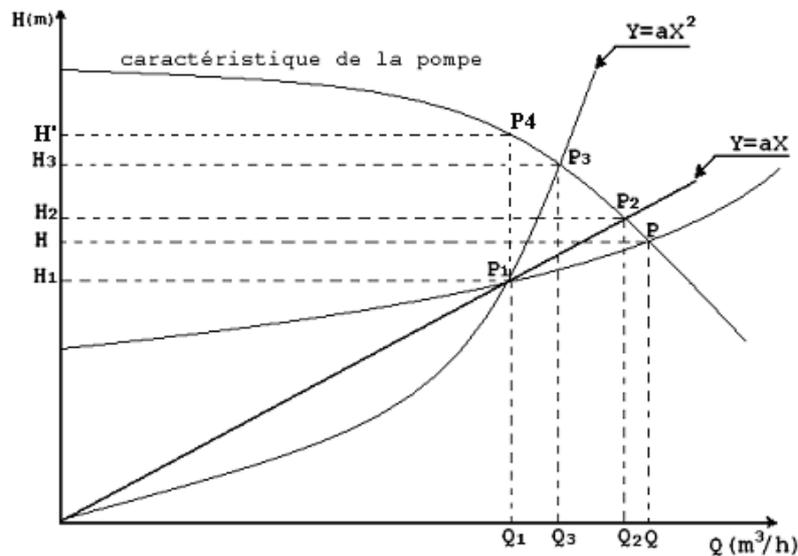


Figure V.11 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

V.10. Couplage des pompes

Dans bien des cas, les besoins (hauteur-débit) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera obligé d'utiliser un couplage de pompe [10].

V.10.1. Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe. Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement de l'ensemble.

Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes.

V.10.2. Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la surface, ou elle est reprise par une pompe de surface. Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

V.11. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, elle se produit quand la pression absolue du liquide s'abaisse au-dessous de sa pression de vapeur saturante. La pression de vapeur saturante est fonction de la nature du fluide et de sa température.

Le phénomène de cavitation correspond à une vaporisation du liquide qui se traduit par l'apparition de bulles de gaz au sein du liquide ou contre les parois. La cavitation apparaîtra donc dans les zones où la pression est minimale, donc pour une vitesse maximale. Ces zones se situent à l'entrée de la roue au voisinage du bord d'attaque des aubes.

Les effets de la cavitation se manifestent par une baisse des performances de la pompe, par une érosion des pièces métalliques et par de fortes vibrations très préjudiciables à la longévité de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur) :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Le phénomène de la cavitation est représenté dans figure (V.12) suivante :

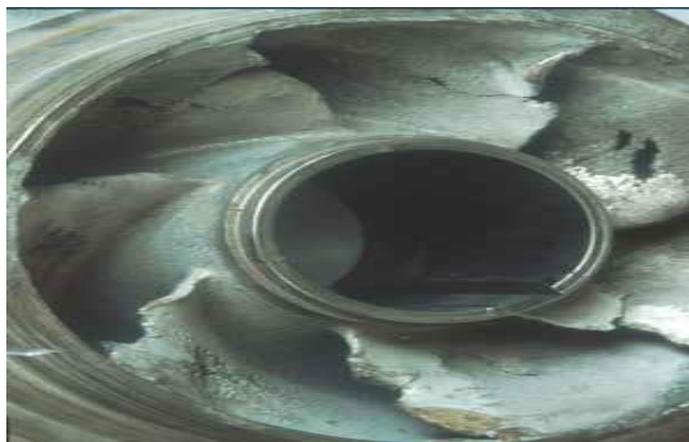


Figure V.12 : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge

Le NPSH disponible $(NPSH)_d$ est la charge nette d'aspiration disponible, il est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Le NPSH requis ($NPSH_r$) est la charge d'aspiration requise par le constructeur, c'est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de :

- ✓ Type de la pompe,
- ✓ Point de fonctionnement.

Elle est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit représenté dans la figure (V.13).

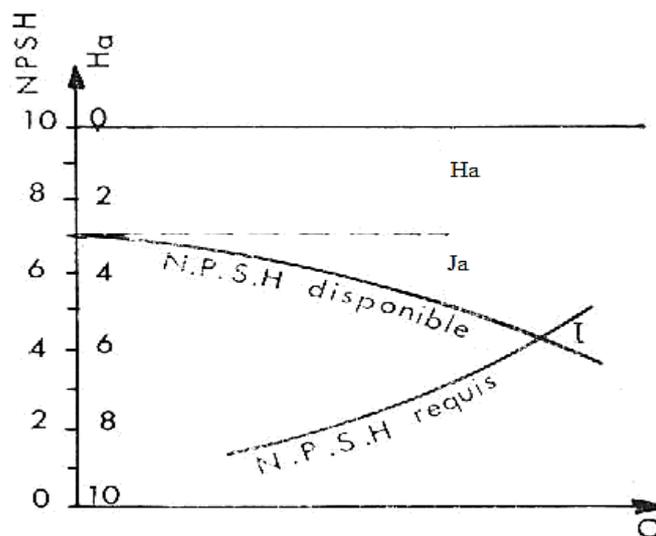


Figure V.13 : Courbe des NPSH

Soit la condition de non cavitation :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

- Pour l'alimentation en charge :

$$NPSH_d = \frac{P_o}{g \times \rho} + Ha - (Ja + Tv) \quad (V.9)$$

- Pour l'alimentation en dépression :

$$NPSH_d = \frac{P_o}{g \times \rho} - Ha - (Ja + Tv) \quad (V.10)$$

Avec :

- Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $\frac{P_o}{g \times \rho}$: Pression au point d'aspiration en (mce).

$$\frac{P_o}{g \times \rho} = 10,33 - (0,0016 a')$$

Avec :

- a' : Côte du plan d'aspiration (m) ;
- T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée en (mce). Ces valeurs sont données dans le tableau (V.1) suivant :

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

T° C	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Tv (mce)	0,06	0,125	0,238	0,432	0,752	1,25	2,03	3,17	4,82	7,14	10,33

V.12. Types de pompes à adopter pour la station de reprise

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, Hmt), avec l'utilisation des logiciels appropriés.

V.12.1. Caractéristique de la conduite

- ✓ Le débit refoulé : $Q = 100,184$ l/s ;
- ✓ La hauteur géométrique : $H_g = 64$ m ;
- ✓ Les pertes de charges : $J_T = 1,632$ m ;
- ✓ La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 65,632$ m.

V.12.2. Caractéristique de la pompe

D'après un logiciel, on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type dont les caractéristiques sont les suivantes : (**voir l'annexe 4**)

- ✓ $Q = 100$ l/s ;
- ✓ Un rendement : $\eta_l = 74$ % ;
- ✓ Une vitesse : $N = 1450$ tr/min ;
- ✓ $H_{mt} = 65,6$ m (hauteur de refoulement) ;
- ✓ $P_a = 87,4$ kW (puissance de la pompe).

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné correspond à celui désiré.

V.12.3. Etude de la cavitation

- ✓ Côte du plan d'aspiration : $C_a = 76,5 \text{ m}$;
- ✓ Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 76 \text{ m}$;

$$\text{Hauteur d'aspiration : } H_a = C_p - C_a = -0,5 \text{ m} \quad (\text{V.11})$$

$H_a < 0$, d'où la pompe est montée en charge.

- ✓ Calcule de la pression à la côte d'aspiration :

$$\frac{P_o}{g \times \rho} = 10,33 - 0,0016 \times 76,5 = 10,208 \text{ m.}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,208 + (0,5) - (0 + 0,238) = 10,232 \text{ m.}$$

On a : $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$ alors la pompe est hors domaine de la cavitation.

Les résultats de la vérification de la non-cavitation de la pompe de station de reprise sont mentionnés dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau V.2 : Vérification de la non-cavitation

Type de la pompe	H_a	$\frac{P_o}{g \times \rho}$	T_v	NPSH_d	NPSH_r	Observation
P_{SR}	-0,5	10,208	0,238	10,232	5,5	non-cavitation

V.13. Conclusion

Dans ce chapitre, l'utilisation d'un logiciel nous a permis de déterminer les caractéristiques de la pompe qui seront utilisées pour choisir un fournisseur. Nous avons opté pour la station de reprise SR une pompe multicellulaire a axe horizontal et on a vérifié la non-cavitation de la pompe utilisée.

Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dues à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

Dans ce chapitre nous allons mentionner les différents types de pose des conduites selon le lieu et les obstacles qui peuvent être rencontrés et aussi les méthodes de protection des conduites.

VI.2. Pose des conduites

VI.2.1. Généralités

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessous du sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'être des obstacles à la circulation [8].

VI.2.2. Différentes poses de la canalisation

VI.2.2.1. Pose en terre

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder [8].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- ✓ Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non.
- ✓ Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :
 - Du gravier dans les terres ordinaires ;
 - Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
 - Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger.

Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. La figure (VI.1) suivante illustre une coupe transversale d'une conduite enterrée.

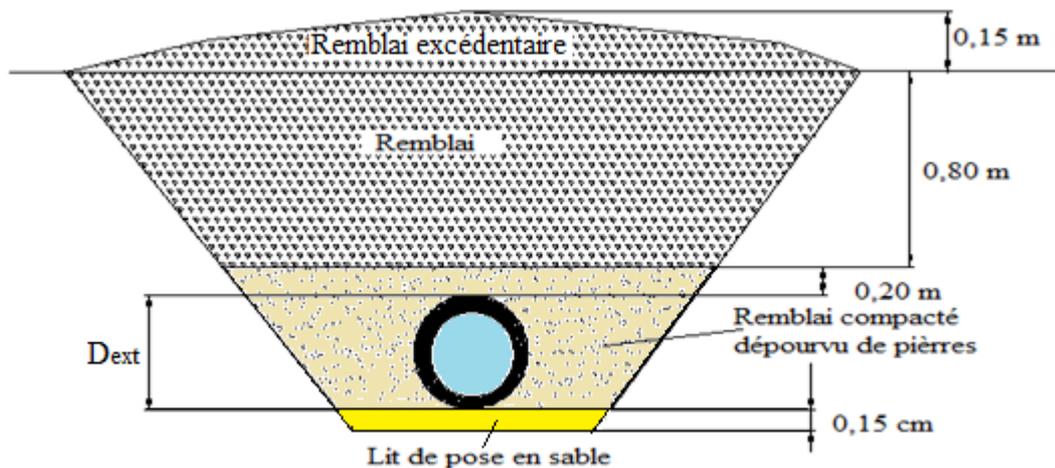


Figure VI.1 : Coupe transversale d'une conduite enterrée

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations.

Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier.

Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion.

VI.2.2.2. Traversée des oueds ou des rivières

Pour le passage des oueds, la conduite peut emprunter les caniveaux qui ont été réservés sur le trottoir d'un pont s'il existe, sinon elle peut être posée dans le lit même des oueds, dans ce dernier cas il est nécessaire d'établir une fouille dans laquelle la conduite sera posée et recouverte de béton. La traversée des oueds ou des rivières est représenté dans la figure (VI.2) suivante [8] :

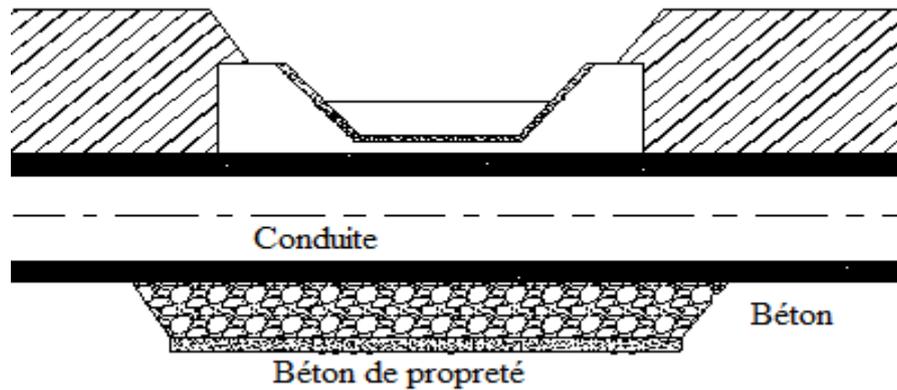


Figure VI.2 : Traversée d'un oued ou d'une rivière

VI.2.2.3. Passage d'une route

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite des fissures. La figure (VI.3) suivante représente un passage d'une route.

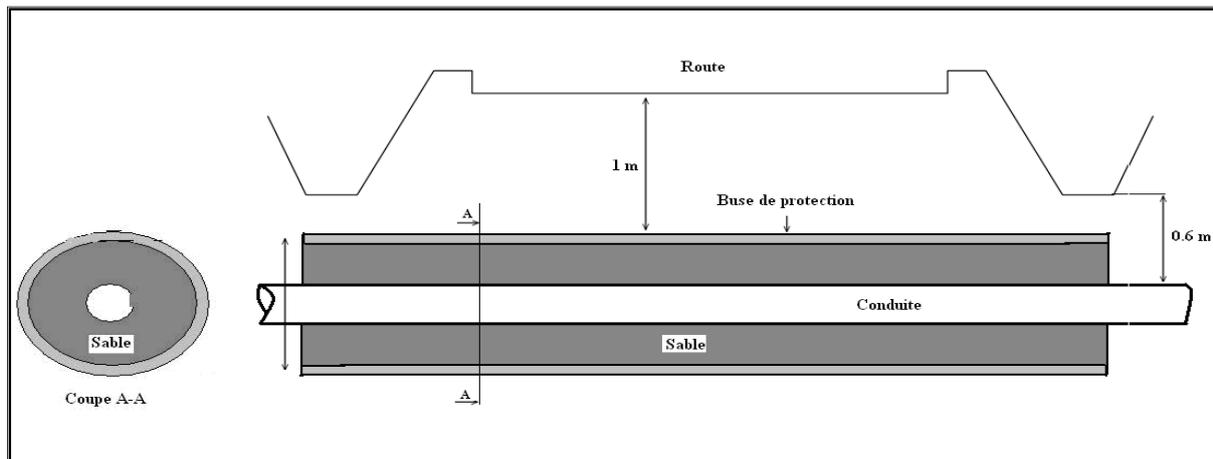


Figure VI.3 : Traversée d'une route

VI.2.2.4. Butées et ancrages des conduites

A cause de la poussée de l'eau, il y'a risque d'un déboitement des joints dans les parties soudées ou la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction [8].

Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboitements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associés à des fers d'amarrage,

nécessaires même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige.

On distingue :

- ✓ Butée sur un branchement, qui est représenté dans la figure (VI.4) ;
- ✓ Butée sur un coude horizontal, qui est représenté dans la figure (VI.5) ;
- ✓ Butée sur un coude vertical, qui est représenté dans la figure (VI.6) ;
- ✓ Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique.

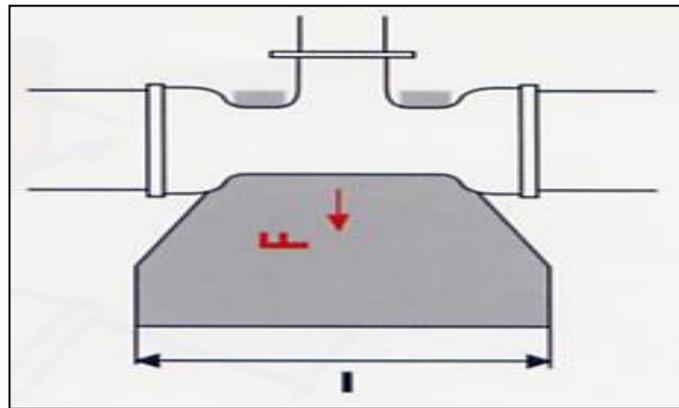


Figure VI.4 : Butée sur un branchement

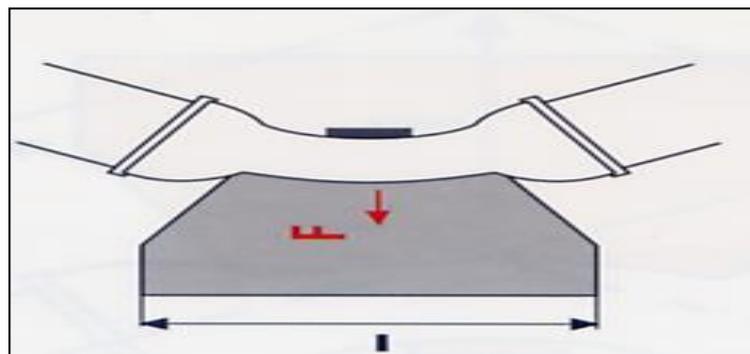


Figure VI.5 : Butée sur un coude horizontal

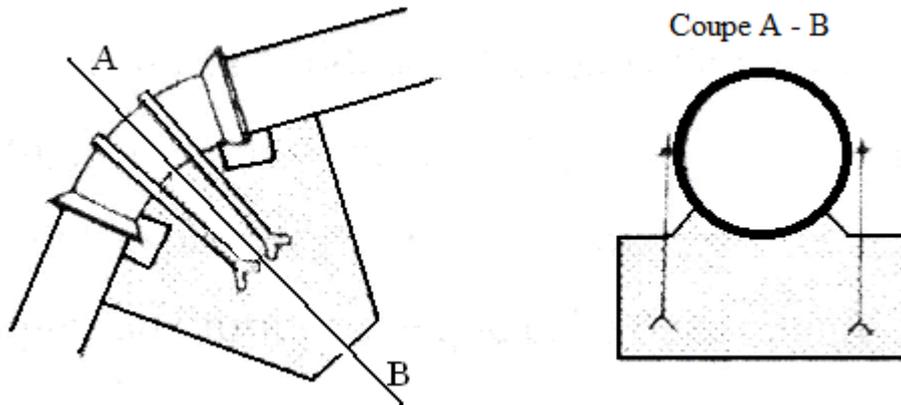


Figure VI.6 : Butée sur un coude vertical

VI.2.2.5. Désinfection des conduites

Une fois les travaux de pose des conduites sont achevés, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer selon les instructions du laboratoire, soit au clore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [8].

VI. 3. Conclusion

Dans ce chapitre, on a intéressé a étudié la pose des conduites qui est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose. Une pose convenable sert à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux, il permet une stabilité très importante d'où une durée d'exploitation acceptable.

VI.4. Protection contre le coup de bélier

VI.4.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre la surpression et la dépression), un écoulement non permanent (transitoire) apparaît dans une conduite lorsque on fait varier brusquement le débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Ce phénomène peut provoquer des effets plus nocifs à la canalisation, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

VI.4.2. Causes du phénomène [8]

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

VI.4.3. Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par :

- ✓ Emission de bruit ;
- ✓ Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale ;
- ✓ Détérioration des joints par suite fuites aux raccords ;
- ✓ Usure rapide des matériels, voire quelquefois leur détérioration brutale ;
- ✓ Eclatement de la conduite du à la surpression ;
- ✓ Ecrasement du à la dépression.

VI.4.4. 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

compatible 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 manœuvré 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.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- ✓ Volant d'inertie ;
- ✓ Soupape de décharge ;
- ✓ Les ventouses ;
- ✓ Cheminée d'équilibre ;
- ✓ Les réservoirs d'air ;
- ✓ Vanne de fermeture lente.

VI.4.4.1. Le volant d'inertie

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. La figure (VI.7) nous représente un schéma général d'un volant d'inertie.

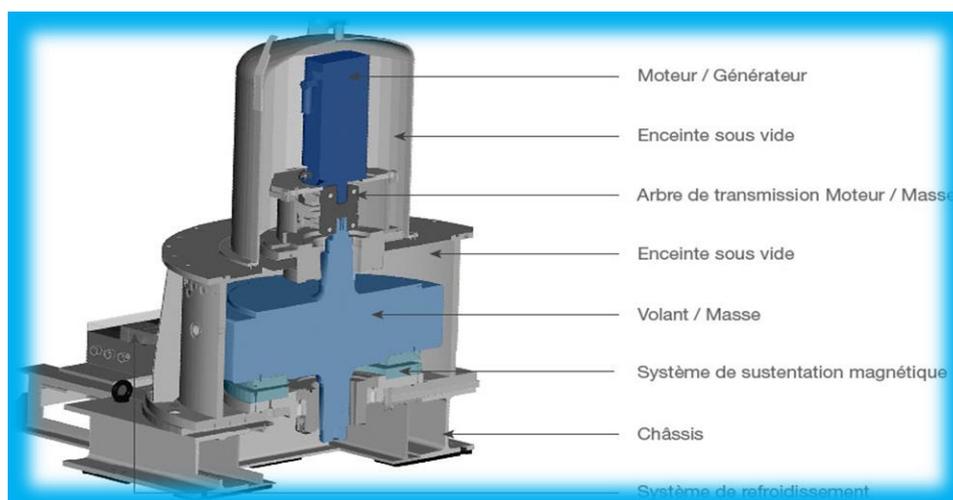


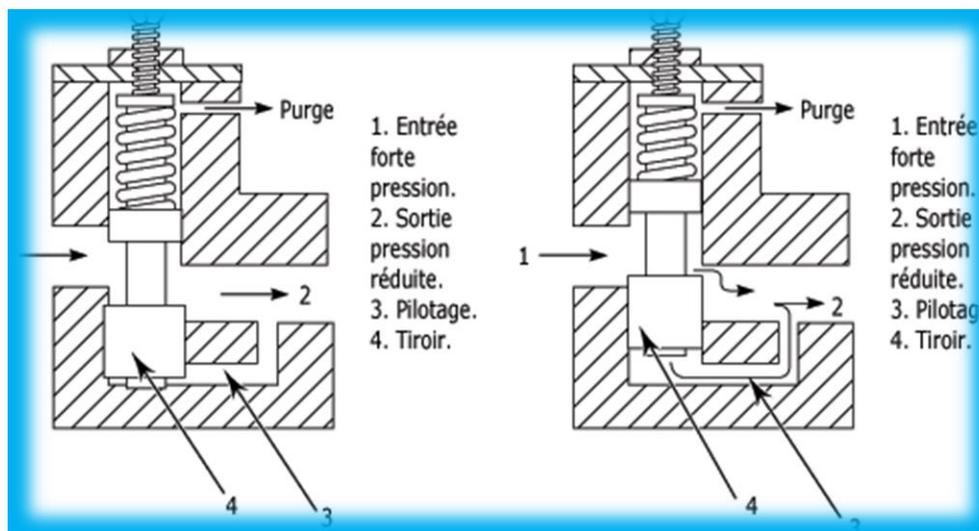
Figure VI.7 : Schéma générale d'un volant d'inertie

Portant ce système est généralement peut ou non utilisable vu que [1]:

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

VI.4.4.2. Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive. La figure (VI.8) nous représente un schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.

**Figure VI.8 : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge**

VI.4.4.3. Les ventouses

Dans la majorité des cas, les ventouses sont à double effet, elles fonctionnent comme des purgeurs automatiques : lorsqu'une poche d'air arrive, elles s'ouvrent pour l'extraire à l'extérieur, et lorsqu'une dépression se produit, elles s'ouvrent et permettent l'entrée d'air extérieur, cet air reste dans l'installation, mais le collapse de la tuyauterie a été évité [14].

La figure (VI.9) suivant nous représente un schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse :

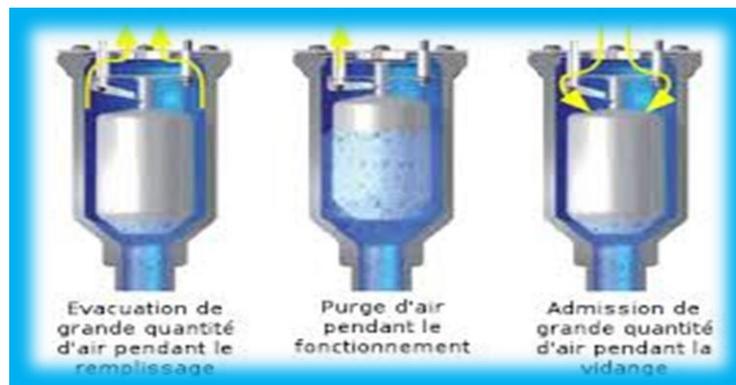


Figure VI.9 : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse

VI.4.4.4. Cheminées d'équilibre

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont. Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement [8].

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir :

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

La figure (VI.10) suivante nous représente une cheminée d'équilibre :

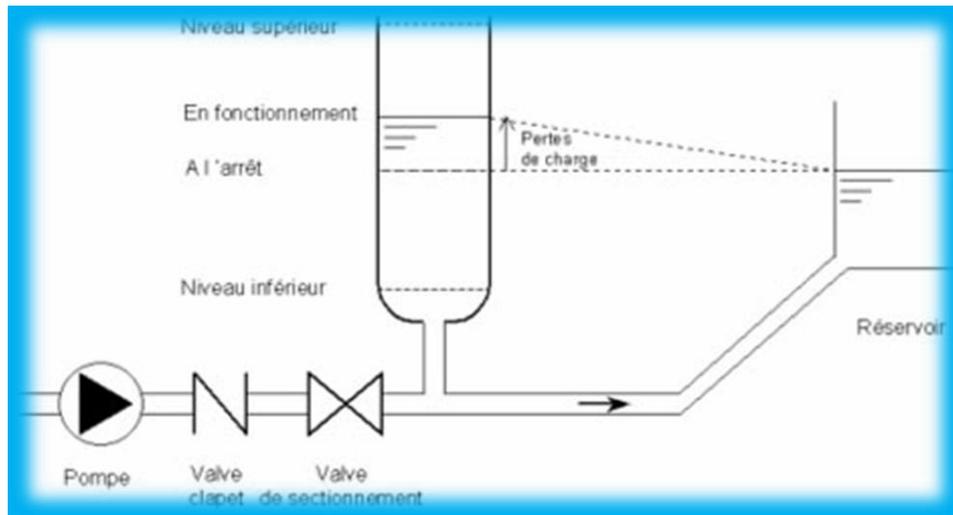


Figure VI.10 : Cheminée d'équilibre

VI.4.4.5. Les réservoirs d'air

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier. Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau [14].

La figure (VI.11) suivante nous représente un réservoir d'air :

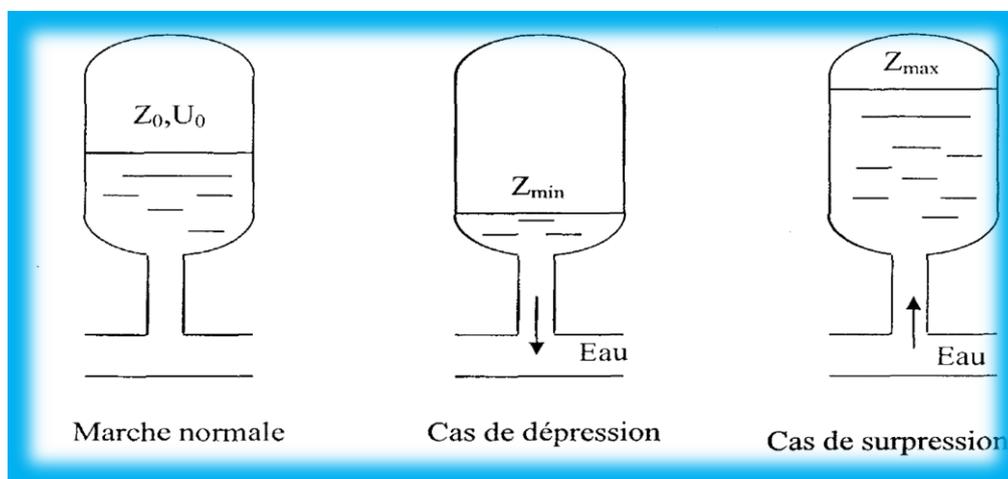


Figure VI.11 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

VI.4.5. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier

Les avantages et les inconvénients des appareils anti-bélier sont représenté dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - cout limité - entretien et réglage facile - ne consomme pas d'énergie - indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> - nécessite un entretien et un contrôle attentif - pertes considérable d'eau pendant le fonctionnement 	utilisé comme protection contre la surpression
cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - bon fonctionnement (ne comporte pas d'organe mécanique susceptible de fonctionnement defectueux - Importante durée de vie Indépendante d'une installation électrique - pas de perte d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilités d'installations limitées - ouvrage couteux (hauteur généralement très développée, 	utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> -bon fonctionnement - bonne sécurité - pas des pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié - cout élevé 	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volent d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositif économique - Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent 	<ul style="list-style-type: none"> - consommation d'énergie protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage - Inapproprié dans les stations à fortes fréquence de démarrage 	Utilisé comme protection contre la dépression

VI.4.6. Etude du coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions (H_S) et les dépressions (H_d) ainsi que la valeur du coup de bélier (B) dans les différents tronçons de notre réseau d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service (PNS) [8].

VI.4.6.1. Calcul de la célérité d'onde

La célérité est la vitesse de propagation d'onde, elle dépend de la compressibilité d'eau et l'élasticité du tuyau. **ALLIEVI** a donné pour la vitesse a de l'onde, la valeur suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K' \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- K' : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation

Pour le PEHD $\implies K' = 83$

VI.4.6.2. Valeur numérique du coup de bélier

a. Cas d'une fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T_f [3]:

$$T_f < \frac{2L}{a}$$

Avec : $\frac{2L}{a}$ le temps d'aller et retour de l'onde

- ✓ La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule suivante :

$$B = \frac{a \times V}{g} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

Pour calculer la surpression et la dépression il faut calculer la pression absolue au point le plus haut de la conduite H_0 , tels que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (VI.3)$$

- ✓ La valeur maximale de la surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (VI.4)$$

- ✓ La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (VI.5)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement(m) ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- H_0 : Pression absolue de la conduite (m) ;
- H_s : Valeur de la surpression (m) ;
- H_d : Valeur de la dépression (m).

b. Cas d'une fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f [3]:

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

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V}{g \times T} \quad (VI.6)$$

Remarque :

Comme la valeur du coup de bélier est plus importante au cas de fermeture brusque de la vanne, nos calculs seront limités à ce cas uniquement et les résultats sont représentés dans le tableau (VI.2) ci-après :

Tableau VI.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon	SR - R _{Tête}
---------	------------------------

caractéristiques de la conduite	D (mm)	400
	e (mm)	36,300
	V (m/s)	1,190
H₀ (m)		74
célérité « a » (m/s)		350,698
la valeur du coup de bélier "B" (m)		42,548
la surpression "H_s"		116,548
la dépression "H_d"		31,452
type de la conduite		PEHD
pression de service "PNS"		160

Le calcul des valeurs de la surpression et la dépression montrent qu'aucune protection n'est nécessaire, mais la deuxième vérification graphique montre que la ligne piézométrique coupe le terrain naturel ce qui engendre une dépression.

Vu cette dépression une protection anti bélier est nécessaire, dans notre cas nous avons opté pour le réservoir d'air comprimé vu sa double protection pour les surpressions et les dépressions.

Les calculs de réservoir d'air par la méthode de BERGERON sont donnés dans l'annexe (8)

D'après les résultats on opte pour un réservoir d'air :

Le volume maximum de l'air est de **0,9345178 m³**

On ajoute 20% donc le volume U₀ est de : **1,12142 m³**

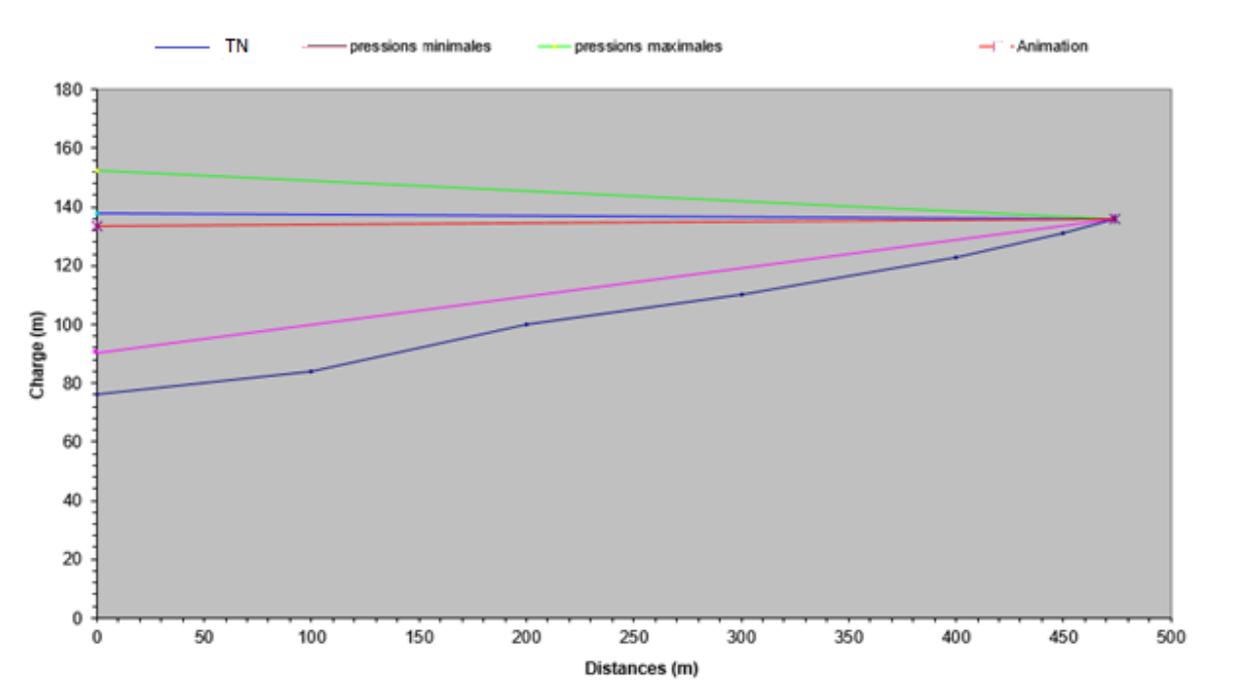


Figure VI.12 : enveloppe de dépression après installation d'anti-bélier

VI.5. Conclusion

D'après le tableau (VI.2), on remarque que la valeur de la surpression ne dépasse pas la pression nominale de service, pour la dépression, la vérification graphique a montré que la ligne piézométrique coupe le terrain naturel, ce qui nous a amené à dimensionner un réservoir d'air de volume U_0 de **1,121** m^3 .

Distribution

VII.1. Introduction

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

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible, avec la hauteur des immeubles.

VII.2. Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [8]:

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

VII.2.1. Réseau maillé

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

VII.2.2. Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.

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

VII.2.3. Réseau étagé

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

VII.2.4. Réseau combiné

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par

ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville, il est opté aussi pour des agglomérations qui présentent des endroits plats et d'autres accidentés.

Remarque : Comme notre ville objet d'étude est une zone urbaine pratiquement plate, on opte pour un réseau maillé qui présente quelques ramifications (combiné), vu les avantages qu'il présente [8] :

- ✓ Il permet une alimentation en retour, c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.
- ✓ Bien qu'il soit plus coûteux d'établissement, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifier.

La figure (VII.1) ci-après présente le schéma d'ossature du réseau de distribution de la ville de SI MUSTAPHA :



Figure VII.1 : Schéma d'ossature de la ville de SI MUSTAPHA

VII.3. Principe de tracé du réseau

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- ✓ Choisir le lieu de consommation principal ;
- ✓ Déterminer le sens principal de la masse ou de la quantité totale d'eau ;
- ✓ Il faut tracer les conduites maitresses à travers les quartiers pour lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires.

VII.4. Détermination des débits du réseau

VII.4.1. Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) représente la consommation maximale horaire, ça valeur pour chaque localités est donnée dans le tableau suivant :

$$Q_p = P\% \times Q_{\max j} \quad (VII.1)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (m^3/h) ;
- $P\%$: Pourcentage de variation maximale horaire ;
- $Q_{\max j}$: Dbit maximale journalier (m^3/j).

Les valeurs des débits de pointe pour chaque localité seront représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Détermination du débit de pointe pour chaque localité

Agglomération	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	P%	Q_p (m ³ /h)
ACL	5940,734	6,25	371,296
AS Boudhar	888,336	6,25	55,521
AS Mechairi	384,192	6,25	24,012

VII.4.2. Débit spécifique

Pour le calcul, on admet hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} \quad (VII.2)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L$: Somme des longueurs du réseau concerné par le débit de route (m).

VII.4.3. Débit de route

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

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

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

VII.4.4. Débits aux nœuds

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0,5 \times \sum Q_{ri} \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit au nœud « i » en (l/s) ;
- $\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i ;
- Q_{ci} : Débit concentré au nœud « i » en (l/s).

Les résultats des différents débits aux nœuds sont représentés sous formes de tableaux. A titre d'exemple les débits aux nœuds de la zone AU1 au chef-lieu sont illustrés dans le tableau (VII.2) suivant :

Tableau VII.2 : Détermination des débits aux nœuds de la zone AU1 du Chef-lieu

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	ΣQ_r (l/s)	Q_n (l/s)
AU1	R	R-1	1437	0,00908	13,052	13,052	-
	1	1-2	125	0,00908	1,1354	1,971	0,986
		1-3	92	0,00908	0,8356		
	2	1-2	125	0,00908	1,1354	5,068	2,534
		2-4	81	0,00908	0,7357		
		2-8	352	0,00908	3,1972		
	3	1-3	92	0,00908	0,8356	4,06	2,03
		3-15	178	0,00908	1,6168		
		3-14	177	0,00908	1,6077		
	4	2-4	81	0,00908	0,7357	2,67	1,335
		4-60	145	0,00908	1,317		
		4-5	68	0,00908	0,6176		
	5	4-5	68	0,00908	0,6176	2,607	1,303
		5-61	166	0,00908	1,5078		
		5-6	53	0,00908	0,4814		
	6	5-6	53	0,00908	0,4814	3,57	1,785
		6-14	236	0,00908	2,1436		
		6-7	104	0,00908	0,9446		
	7	6-7	104	0,00908	0,9446	5,713	2,857
		8-7	30	0,00908	0,2725		
		7-13	334	0,00908	3,0337		
		7-9	161	0,00908	1,4624		
	8	2-8	352	0,00908	3,1972	6,058	3,029
		8-7	30	0,00908	0,2725		
		8-16	57	0,00908	0,5177		
		8-25	228	0,00908	2,0709		
	12	12-13	96	0,00908	0,872	4,423	2,212
		12-9	198	0,00908	1,7984		
12-11		193	0,00908	1,753			
13	15-13	71	0,00908	0,6449	4,551	2,275	
	13-7	334	0,00908	3,0337			
	13-12	96	0,00908	0,872			
14	3-14	177	0,00908	1,6077	4,442	2,221	
	14-15	76	0,00908	0,6903			
	14-6	236	0,00908	2,1436			
15	3-15	178	0,00908	1,6168	2,952	1,476	
	14-15	76	0,00908	0,6903			
	15-13	71	0,00908	0,6449			
60	4-60	145	0,00908	1,317	1,317	0,659	
61	5-61	166	0,00908	1,5078	1,508	0,754	

Pour le reste des tableaux des débits aux nœuds (voir annexe 5)

VII.5. Calcul du réseau

Pour la simulation du comportement de notre réseau de distribution on a utilisé le logiciel EPANET, qui calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs.

VII.5.1. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET

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

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- ✓ Décrire le fonctionnement du système ;
- ✓ Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- ✓ Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- ✓ Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.5.2. Simulation du réseau

Après la saisie des propriétés des éléments du réseau (les longueurs des conduites, les altitudes et les demandes de base des nœuds), la simulation a été lancée, et grâce au moteur de calcul hydraulique moderne de logiciel, le comportement du réseau a été analysé, et les différentes grandeurs hydrauliques (débits, pression, charge et vitesse) ont été déterminées.

VII.5.3. Cas de pointe

VII.5.3.1. Résultats de la simulation de réseau

A. Les diamètres

Les grandeurs hydrauliques déterminées durant la première simulation, ont été calculés avec un diamètre par défaut de 200mm, par conséquent, les diamètres rentables de réseau seront calculés à partir de l'équation de continuité et les débits tronçon attribué par EAPANET :

$$Q = V \times S \quad \text{avec:} \quad S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{Donc :} \quad D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

(VII.5)

Avec :

- Q : Débit de tronçon (m^3/s) ;
- V : Vitesse de l'écoulement considérée idéale (1m/s) ;
- S : Section de l'écoulement (m) ;

Notre choix se réfère aux diamètres normalisés donnés dans le catalogue (**voir annexe 3**)

B. La pression

Les résultats de la simulation sans le régulateur de pression sont représentés dans la figure(VII.2) suivante :

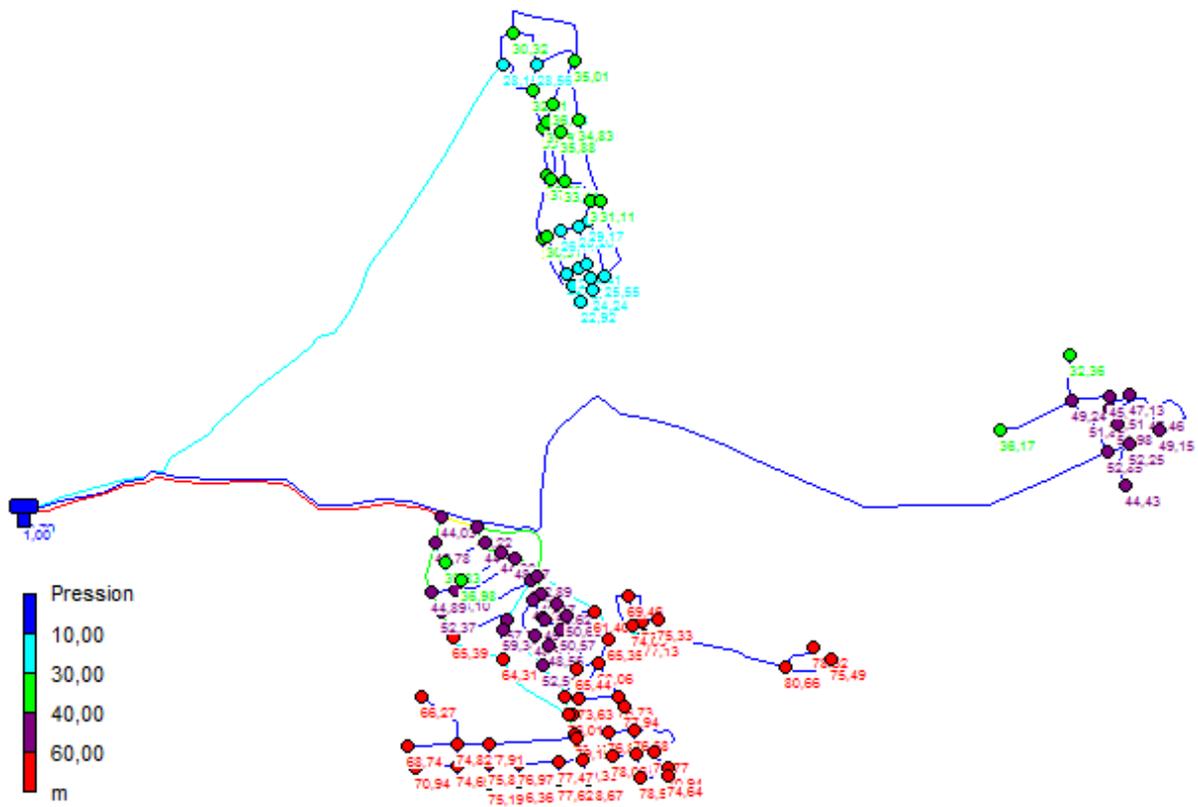


Figure VII.2 : Résultat de la simulation sans régulateur de pression

Comme le relief de la zone objet d'études est pratiquement plat, on remarque après la deuxième simulation, que les pressions dans la majorité des nœuds sont comprise dans l'intervalle [10 ; 60] m, c'est-à-dire qu'elles ne dépassent pas celle requise. Excepté certains nœud au chef-lieu, au

niveau de quels on constate des pressions supérieures à 60m, vu leurs faibles altitudes (**Figure VII.2**), ce qui peut causer des fuites, et des désagréments de bruit aux abonnés et touche au rendement massique du réseau, de ce fait, on doit faire appel au régulateur de pression aval, qui sera représenté dans la figure (VII.3) suivante :

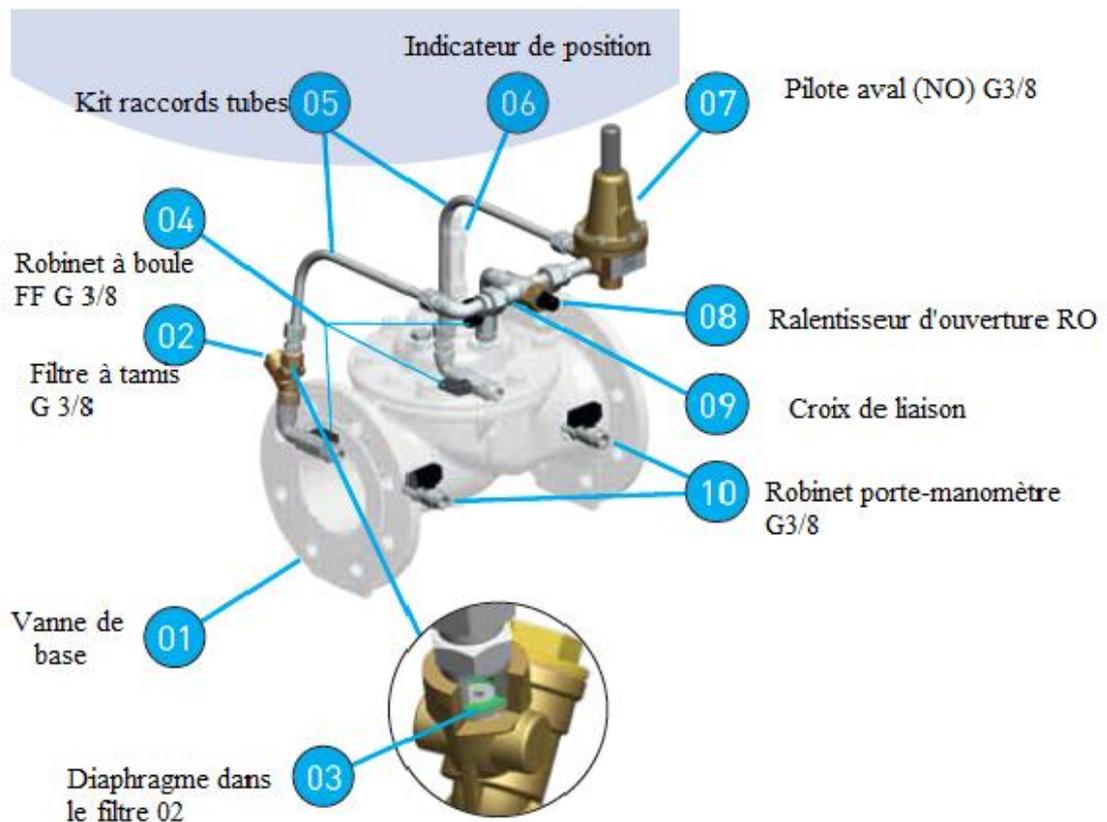


Figure VII.3 : Vanne de régulation de pression aval

Le principe de fonctionnement d'un régulateur de pression est le suivant :

- ✓ Si la pression aval dépasse la consigne, le pilote se ferme et fait fermer la vanne de base. Au contraire, si la pression aval diminue, le pilote tend à s'ouvrir et à faire ouvrir l'appareil.
- ✓ Si la pression amont diminue et se rapproche de la pression de réglage, l'hydrostab s'ouvre complètement et n'introduit qu'une perte de charge minimale dans le réseau.

Le diamètre des appareils de régulation doit être déterminé en fonction des conditions de débit et de pression aux bornes de l'appareil.

Les résultats de la simulation avec le régulateur de pression sont représentés dans la figure (VII.4) suivante :

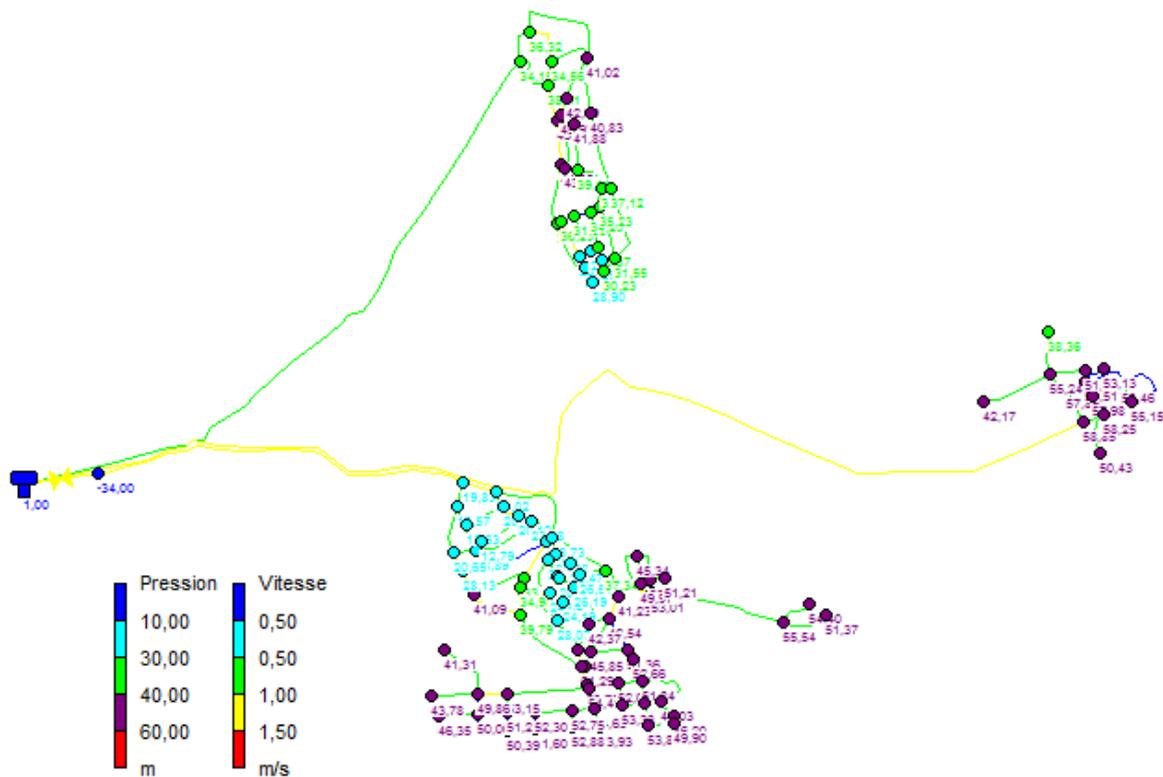


Figure VII.4 : Résultat de la simulation avec régulateur de pression

C. La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de **0,5 m/s à 1,5 m/s**, pour éviter l'accumulation des dépôts dans les conduites et l'érosion de ces dernières.

Remarque :

Les tableaux des résultats de la simulation (diamètre, pression, vitesse) on a donné quelques exemples des tuyaux au chef-lieu dans les tableaux (VII.3) et (VII.4), et pour d'autres résultats (voir annexe 6).

Tableau VII.3 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe (ACL)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir R	136	-125,01	137	1
Nœud 1	76,5	0,99	96,33	19,83
Nœud 2	74,82	2,53	95,84	21,02
Nœud 3	77,5	2,03	96,07	18,57
Nœud 4	75,32	1,34	95,64	20,32
Nœud 5	75,04	1,3	95,23	20,19
Nœud 6	71,08	1,78	94,96	23,88
Nœud 7	66,46	2,86	94,66	28,2
Nœud 8	65,85	3,03	94,58	28,73
Nœud 9	59,83	1,82	93,23	33,4
Nœud 10	58,04	1,46	93,02	34,98
Nœud 11	52,24	2,66	92,03	39,79
Nœud 12	53,28	2,21	94,37	41,09
Nœud 13	67,07	2,28	95,2	28,13
Nœud 14	76,94	2,22	95,83	18,89
Nœud 15	74,85	1,48	95,5	20,65
Nœud 16	69,15	0,69	94,47	25,32
Nœud 17	70,14	1,08	94,3	24,16
Nœud 18	67,71	0,83	94,18	26,47
Nœud 19	73,24	0,69	94,05	20,81
Nœud 20	73,07	0,71	94,01	20,94
Nœud 21	68,3	1,25	92,94	24,64
Nœud 22	68,25	0,94	92,44	24,19
Nœud 23	67,46	0,84	93,65	26,19
Nœud 24	67,29	0,94	93,8	26,51
Nœud 25	56,18	2,9	93,52	37,34
Nœud 26	63,7	1,78	91,77	28,07
Nœud 27	44,45	1,33	91,31	46,86
Nœud 28	51,81	1,46	93,04	41,23
Nœud 29	47,82	1,95	90,36	42,54
Nœud 30	50,6	1,75	92,97	42,37
Nœud 31	41,68	1,45	87,53	45,85
Nœud 32	38,73	1,35	90,09	51,36
Nœud 33	37,43	1,03	90,09	52,66
Nœud 34	39,05	1,51	90,45	51,4
Nœud 35	39,22	1,65	90,51	51,29
Nœud 36	36,37	0,91	90,12	53,75
Nœud 37	35,6	1,73	90,01	54,41
Nœud 38	34,83	1,49	89,46	54,63
Nœud 39	34,91	1,57	88,84	53,93
Nœud 40	35	1,32	87,88	52,88

Tableau VII.4 : Etat des arcs du réseau en cas de pointe (ACL)

ID Arc	Longueur	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Facteur Friction
Tuyau 1	1437	315	102,81	1,32	0,014
Tuyau 2	125	250	55,34	1,13	0,015
Tuyau 3	92	250	46,49	0,95	0,015
Tuyau 4	81	200	23,58	0,75	0,017
Tuyau 5	68	160	21,59	1,07	0,017
Tuyau 6	53	160	19,53	0,97	0,017
Tuyau 7	104	200	26,19	0,83	0,017
Tuyau 8	30	160	13,39	0,67	0,018
Tuyau 9	161	125	13,75	1,12	0,017
Tuyau 10	41	160	19,62	0,98	0,017
Tuyau 11	100	90	6,1	0,96	0,019
Tuyau 12	193	125	-16,33	1,33	0,017
Tuyau 13	96	160	-26,23	1,3	0,016
Tuyau 14	71	200	-32,32	1,03	0,016
Tuyau 15	76	110	-6,5	0,68	0,02
Tuyau 16	178	200	27,29	0,87	0,016
Tuyau 17	177	200	17,17	0,55	0,018
Tuyau 18	236	125	-8,45	0,69	0,019
Tuyau 19	352	200	29,22	0,93	0,016
Tuyau 20	334	110	-3,81	0,4	0,022
Tuyau 21	198	110	-7,69	0,81	0,019
Tuyau 22	57	200	20,98	0,67	0,017
Tuyau 23	31	125	10,7	0,87	0,018
Tuyau 24	63	125	9,59	0,78	0,018
Tuyau 25	65	40	0,28	0,22	0,033
Tuyau 26	59	90	3,78	0,59	0,021
Tuyau 27	28	110	3,37	0,35	0,022
Tuyau 28	147	90	5,85	0,92	0,019
Tuyau 29	68	40	0,89	0,71	0,025
Tuyau 30	61	90	5,49	0,86	0,019
Tuyau 31	55	110	8,48	0,89	0,019
Tuyau 32	58	20	0,05	0,17	0,037
Tuyau 33	61	63	1,76	0,57	0,023
Tuyau 34	65	40	0,98	0,78	0,024
Tuyau 35	228	160	18,61	0,93	0,017
Tuyau 36	95	125	7,49	0,61	0,019
Tuyau 37	108	160	18,15	0,9	0,017
Tuyau 38	180	125	12,06	0,98	0,018
Tuyau 39	81	90	5,53	0,87	0,019
Tuyau 40	208	110	5,04	0,53	0,021

Remarque :

D'après le (tableau.VII.3) on peut remarquer qu'il y a des vitesses inférieures à 0,5 m/s, ceci est dû à la faible consommation au niveau des tronçons concerné et à la faible différence de niveau.

VII.5.4. Cas de pointe plus incendie

C'est le même cas que l'heure de pointe, sauf qu'on injecte le débit incendie qui est de l'ordre de 60 m³/h pendant deux heures à raison de 16,67 l/s dans le réseau, c'est-à-dire au nœud où le risque d'incendie est important.

Seuls la localité chef-lieu nécessite une réserve d'incendie, pour les autres localités le débit incendie n'a pas été prévu, vu le type et la taille de ces agglomérations. Le tronçon sur lequel il est prévu l'installation de bouche d'incendie, le diamètre minimal sera de 100m.

Après la simulation finale les vitesses devront être inférieures à 2,5m/s

VII.5.4.1. Calcul de débit de pointe plus incendie

$$Q_{p+inc} = Q_p + Q_{inc} \quad \Rightarrow \quad Q_{p+inc} = 119,8 \text{ l/s} \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

- Q_{p+inc} : Débit de pointe +débit incendie (l/s) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- Q_{inc} : Débit nécessaire pour l'extinction d'un incendie (l/s).

Donc le débit au nœud n°28 au cas pointe plus incendie sera de :

$$Q_{n28} = 18,128 \text{ l/s}$$

VII.5.4.2. Résultats de la simulation

Les résultats de la simulation de cas de pointe plus incendie sont représenté sous forme de tableaux (**voir annexe 7**).

VII.6. Equipement du réseau de distribution

VII.6.1. Choix de type des conduites

Notre choix se base toujours sur les conduites en PEHD vue les avantage qu'il présente (cité au chapitre IV), les diamètres utilisées varient entre 20mm et 400mm.

VII.6.2. Appareils et accessoire du réseau

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants [8]:

- ✓ **Robinets vannes** : ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent d'isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation éventuelle sur l'un d'entre eux, et permettent ainsi de régler les débits ;
- ✓ **Bouches ou poteau d'incendie** : ils doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 16,67 l/s avec une pression de 1 bar ;
- ✓ **Clapets** : ils empêchent l'eau de passer en sens contraire de l'écoulement ;
- ✓ **Ventouse** : ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite ;
- ✓ **Robinets de vidanges** : ce sont des robinets aux endroits les plus bas du réseau pour assurer la vidange du réseau.

Comme pièces spéciales de raccordement on a :

- ✓ **Les tés** : permettent le raccordement de conduites de différents diamètres ;
- ✓ **Les cônes** : ce sont des convergents ou divergents qui permettent de raccorder des conduites de différents diamètres ;
- ✓ **Les coudes** : ils sont utilisés en cas de changement de direction ;
- ✓ **Bouchons d'extrémités** : ce sont des dispositifs placés aux extrémités du réseau de distribution servant d'obturateur final des tronçons.

VII.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les pressions aux nœuds, et les vitesses au niveau de chaque tronçon, pour les deux cas pointe et pointe plus incendie. Dans le but d'assurer un bon fonctionnement du système de réseau d'alimentation.

Conclusion générale

Conclusion générale

Afin de mettre fin à la souffrance en manque d'eau dans la commune de Si Mustapha, nous avons projeté une nouvelle chaîne d'adduction à partir d'un piquage sur la conduite principale venant de SPET, et un nouveau réseau de distribution.

Notre étude est réalisée dans la perspective de l'horizon 2041, où la population atteindra les 24045 habitants après une estimation projetée selon les POS.

L'estimation de différents besoins en eau futurs des zones des agglomérations de SI MUSTAPHA a donné un total de **7213,262m³/j** soit **83,487 l/s**.

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution, nous avons déterminé les volumes des réservoirs, et nous avons opté pour une station de reprise avec un volume de **100m³**, et un réservoir de stockage dont la capacité est de **2000m³**.

Pour le dimensionnement de la conduite nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec une vitesse acceptable. En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour le Poly Ethylène Hautes Densité (PEHD), pour les avantages qu'ils présentent, en les comparant aux autres matériaux.

Le choix des pompes adéquates au refoulement pour la station de reprise a été réalisé à l'aide d'un logiciel, à titre purement indicatif, tout en assurant qu'il n'y a pas un risque de cavitation.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, afin de protéger le réseau d'adduction contre ce phénomène. On a constaté que les deux tronçons ne sont pas soumis au risque d'apparition de ce phénomène, ce qui ne nécessite pas une protection anti-bélier, tout en assurant une bonne pose des conduites.

A l'aide du logiciel EPANET, nous avons déterminé les diamètres des conduites de distribution pour les deux cas pointe et pointe plus incendie. Vu les surpressions touchant la majorité des nœuds au chef-lieu, nous avons proposé d'installer un régulateur de pression.

Références bibliographiques

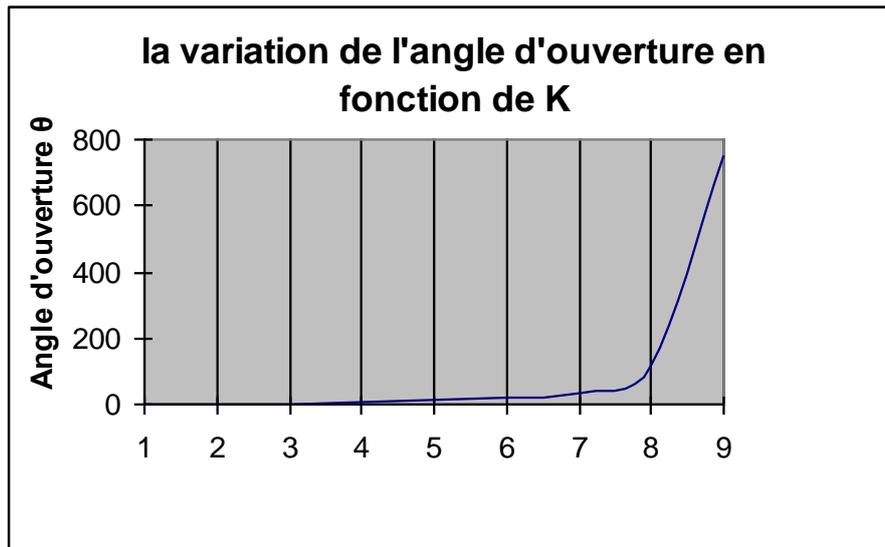
Références Bibliographiques :

- [1] : **Ahsen, L.**, "Adduction en Eau potable de la commune de TIZI N'TLETA, Wilaya de TIZI OUZOU", *Mémoire de fin d'études*, Master, Université Abderrahmane Mire de Bejaia, Algérie, 91 pages, Juin 2015.
- [2] : **Allaichi, T.**, "Projet d'adduction d'eau potable dans la ville d'Amzoer, Tchad", *Mémoire de fin d'études*, Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, Burkina Faso, 38 pages, 2012.
- [3] : **Bonnin, J.**, "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance", Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, *Edition Eyrolles*, 216 pages, 1977.
- [4] : **Bonvin, J.**, "Hydraulique urbaine", Tome I: Captage – Réseaux d'adduction – Réservoirs – Réseaux de distribution – Equipement – Pompes – Petites centrales hydrauliques". Version 2005.
- [5] : Direction de l'Architecture, de l'Urbanisme et de la Construction de la Wilaya de Boumerdes.
- [6] : Direction des Ressources en Eau de la Wilaya de Boumerdes.
- [7] : Direction des Ressources en Eau de la Wilaya de TiziOuzou.
- [8] : **Dupont, A.**, "Hydraulique Urbaine", Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris, 484 pages, 1979.
- [9] : **Hugues Godart.**, "Adduction et distribution", Article de référence C5195 v2, 10 Février 2000.
- [10] : **Laborde, J.P.**, "Eléments d'Hydraulique générale", *Edition 2000*.
- [11] : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.
- [12] : Service d'urbanisme de la daïra d'Isser.
- [13] : Subdivision d'Hydraulique de la daïra d'Isser.
- [14] : Référence web :
- www.eaudemarseille-metropole.fr/Le-Patrimoine/Les-reservoirs-d-eau-potable
- www.siaep.faye.free.fr/reseau/reservoirs/reservoirs.html
- www.Slideserves.fr /protection-des-conduites-contre-les-coups-de-belier

Annexes

Annexe (2): Variation de l'angle d'ouverture en fonction de K

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



Annexe(3) : Tableaux des prix du tube PEHD

tubex

PRODUCTION TUBES PVC-PEhd-PEbd

EAU- GAZ – IRRIGATION

**TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
Polyéthylène Haute Densité Pression 10 Bars**

TUBE PEHD PN 10		
DIAMETRES(Ext) (mm)	Épaisseur (mm)	PTTC/ML
ø 020	2,00	39,78
ø 025	3,00	52,65
ø 032	3,00	80,73
ø 040	3,00	120,51
ø 050	3,7	183,69
ø 63	4,7	286,65
ø 075	5,5	397,80
ø 090	6,6	485,55
ø 110	6,6	707,85
ø 125	7,4	906,75
ø 160	9,5	1480,05
ø 200	11,9	2304,9
ø 250	14,8	3609,45
ø 315	18,7	5598,45
ø 400	23,7	8880,30
ø 500	23,7	14192,10



PRODUCTION TUBES PVC-PEhd-PEbd

EAU- GAZ – IRRIGATION

**TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
Polyéthylène Haute Densité Pression 16 Bars**

TUBE PEHD PN 16		
DIAMETRES(Ext) (mm)	Épaisseur (mm)	PTTC/ML
ø 020	2,30	43,29
ø 025	3,00	69,03
ø 032	3,00	111,15
ø 040	3,70	174,33
ø 050	4,00	263,25
ø 63	5,80	403,65
ø 075	6,80	579,15
ø 090	8,20	696,15
ø 110	10,00	1035,45
ø 125	11,40	1374,75
ø 160	14,00	2211,30
ø 200	18,20	3480,00
ø 250	22,70	5440,50
ø 315	28,60	8084,70
ø 400	36,30	13443,30
ø 500	45,40	20884,50



PRODUCTION TUBES PVC-PEhd-PEbd

EAU- GAZ – IRRIGATION

**TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
Polyéthylène Haute Densité Pression 20 Bars**

TUBE PEHD PN 20		
DIAMETRES(Ext) (mm)	Épaisseur (mm)	PTTC/ML
ø 110	12,30	1287,00
ø 125	14,00	1673,10
ø 160	17,90	2691,00
ø 200	22,40	4200,30
ø 250	27,40	6657,30
ø 315	35,20	10296,00
ø 400	44,70	17082,00
ø 500	55,80	26676,00

Annexe(4) :Caractéristique de la pompe choisie

PM 150/ 3 B	
Caractéristiques requises	
Débit	100 l/s
Hauteur de refoulement	65,6 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

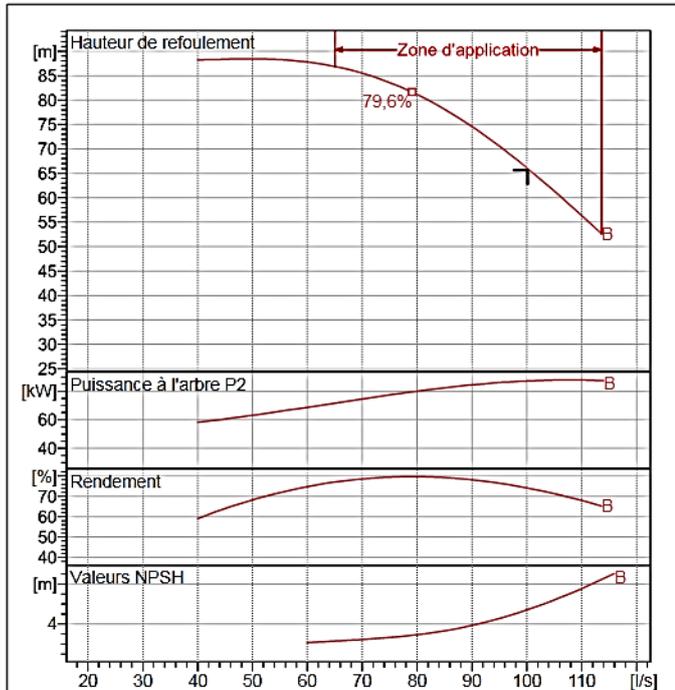
Caractéristiques de la pompe	
Débit	100 l/s
Hauteur de refoulement	65,6 m
Puissance absorbée	87,4 kW
Rendement	74%
Hauteur manométrique H(Q=0)	107 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	110 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	1640 kg

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

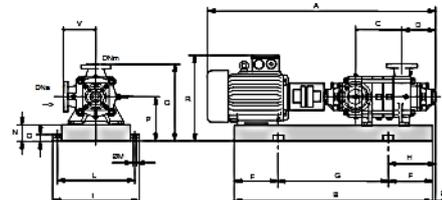


Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2440
- B = 1990
- C = 485
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 300
- G = 1390
- H = 541
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370



Notes:

Date 03.06.2016	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (5) : tableaux des résultats de calcul des débits aux nœuds

Détermination des débits aux nœuds de la zone U1 du Chef-lieu

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
U1	37	36-37	16	0,00908	0,145	3,452	1,726
		37-47	293	0,00908	2,661		
		37-38	71	0,00908	0,645		
	38	37-38	71	0,00908	0,645	2,970	1,485
		38-52	100	0,00908	0,908		
		38-46	82	0,00908	0,745		
		38-39	74	0,00908	0,672		
	39	38-39	74	0,00908	0,672	3,134	1,567
		39-40	97	0,00908	0,881		
		39-53	174	0,00908	1,580		
	40	39-40	97	0,00908	0,881	2,634	1,317
		40-46	64	0,00908	0,581		
		40-41	129	0,00908	1,172		
	41	40-41	129	0,00908	1,172	2,661	1,331
		45-41	64	0,00908	0,581		
		41-42	100	0,00908	0,908		
	42	41-42	100	0,00908	0,908	3,052	1,526
		44-42	64	0,00908	0,581		
		42-43	172	0,00908	1,562		
	43	42-43	172	0,00908	1,562	4,451	2,225
		44-43	108	0,00908	0,981		
		43-62	139	0,00908	1,263		
		43-48	71	0,00908	0,645		
	44	44-42	64	0,00908	0,581	3,115	1,558
		45-44	101	0,00908	0,917		
		47-44	70	0,00908	0,636		
		44-43	108	0,00908	0,981		
	45	45-44	101	0,00908	0,917	2,661	1,331
		45-41	64	0,00908	0,581		
		46-45	128	0,00908	1,163		
	46	38-46	82	0,00908	0,745	2,489	1,244
		46-40	64	0,00908	0,581		
46-45		128	0,00908	1,163			
47	37-47	293	0,00908	2,661	4,269	2,135	
	47-48	107	0,00908	0,972			
	47-44	70	0,00908	0,636			
48	47-48	107	0,00908	0,972	5,041	2,521	
	43-48	71	0,00908	0,645			
	48-63	163	0,00908	1,481			
	48-64	214	0,00908	1,944			
62	43-62	139	0,00908	1,263	1,263	0,631	
63	48-63	163	0,00908	1,481	1,481	0,740	
64	48-64	214	0,00908	1,944	1,944	0,972	

Détermination des débits aux nœuds de la zone U2 du Chef-lieu

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
U2	29	28-29	87	0,00908	0,790	3,906	1,953
		29-30	76	0,00908	0,690		
		29-31	134	0,00908	1,217		
		29-32	133	0,00908	1,208		
	31	29-31	134	0,00908	1,217	2,897	1,449
		32-31	126	0,00908	1,144		
		31-34	59	0,00908	0,536		
	32	29-32	133	0,00908	1,208	2,707	1,353
		31-32	126	0,00908	1,144		
		32-33	39	0,00908	0,354		
	33	32-33	39	0,00908	0,354	2,053	1,026
		33-34	187	0,00908	1,699		
	34	31-34	59	0,00908	0,536	3,016	1,508
		33-34	187	0,00908	1,699		
		34-35	12	0,00908	0,109		
		34-36	74	0,00908	0,672		
	36	34-36	74	0,00908	0,672	1,817	0,908
		36-37	16	0,00908	0,145		
		36-49	110	0,00908	0,999		
	37	36-37	16	0,00908	0,145	3,452	1,726
		37-47	293	0,00908	2,661		
		37-38	71	0,00908	0,645		
	38	37-38	71	0,00908	0,645	2,970	1,485
		38-52	100	0,00908	0,908		
		38-46	82	0,00908	0,745		
		38-39	74	0,00908	0,672		
	39	38-39	74	0,00908	0,672	3,134	1,567
		39-40	97	0,00908	0,881		
		39-53	174	0,00908	1,580		
	49	36-49	110	0,00908	0,999	2,543	1,272
		49-52	84	0,00908	0,763		
		49-50	86	0,00908	0,781		
50	49-50	86	0,00908	0,781	3,715	1,857	
	50-51	77	0,00908	0,699			
	50-54	246	0,00908	2,234			
51	52-51	84	0,00908	0,763	2,743	1,372	
	50-51	77	0,00908	0,699			
	51-54	60	0,00908	0,545			
	51-53	81	0,00908	0,736			
52	38-52	100	0,00908	0,908	2,434	1,217	
	49-52	84	0,00908	0,763			
	52-51	84	0,00908	0,763			
53	39-53	174	0,00908	1,580	3,179	1,590	
	51-53	81	0,00908	0,736			
	53-66	95	0,00908	0,863			

Détermination des débits aux nœuds de la zone U2 du Chef-lieu (suite et fin)

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
U2	54	51-54	60	0,00908	0,545	3,424	1,712
		50-54	246	0,00908	2,234		
		54-65	71	0,00908	0,645		
	65	54-65	71	0,00908	0,645	0,645	0,322
	66	53-66	95	0,00908	0,863	0,863	0,431

Détermination des débits aux nœuds de la zone U4 du Chef-lieu

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
U4	7	6-7	104	0,00908	0,945	5,713	2,857
		8-7	30	0,00908	0,272		
		7-13	334	0,00908	3,034		
		7-9	161	0,00908	1,462		
	8	2-8	352	0,00908	3,197	6,059	3,029
		8-7	30	0,00908	0,272		
		8-16	57	0,00908	0,518		
		8-25	228	0,00908	2,071		
	9	7-9	161	0,00908	1,462	3,633	1,817
		9-12	198	0,00908	1,798		
		9-10	41	0,00908	0,372		
	10	9-10	41	0,00908	0,372	2,916	1,458
		10-26	180	0,00908	1,635		
		10-11	100	0,00908	0,908		
	11	10-11	100	0,00908	0,908	5,323	2,661
		12-11	193	0,00908	1,75		
		11-35	293	0,00908	2,661		
	16	8-16	57	0,00908	0,518	1,372	0,686
		16-17	31	0,00908	0,282		
		16-18	63	0,00908	0,572		
	17	16-17	31	0,00908	0,282	2,153	1,076
		17-19	59	0,00908	0,536		
		17-21	147	0,00908	1,335		
	18	16-18	63	0,00908	0,572	1,662	0,831
		18-19	65	0,00908	0,590		
		18-24	55	0,00908	0,4996		
	19	17-19	59	0,00908	0,536	1,381	0,690
		18-19	65	0,00908	0,590		
		19-20	28	0,00908	0,254		
	20	19-20	28	0,00908	0,254	1,426	0,713
20-21		68	0,00908	0,618			
20-23		61	0,00908	0,554			

Détermination des débits aux nœuds de la zone U4 du Chef-lieu (suite et fin)

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
U4	21	17-21	147	0,00908	1,335	2,507	1,253
		20-21	68	0,00908	0,618		
		21-22	61	0,00908	0,554		
	22	21-22	61	0,00908	0,554	1,88	0,94
		23-22	65	0,00908	0,59		
		22-26	81	0,00908	0,736		
	23	20-23	61	0,00908	0,554	1,671	0,836
		24-23	58	0,00908	0,527		
		23-22	65	0,00908	0,59		
	24	18-24	55	0,00908	0,4996	1,889	0,945
		23-24	58	0,00908	0,527		
		24-25	95	0,00908	0,863		
	25	août-25	228	0,00908	2,071	5,804	2,902
		24-25	95	0,00908	0,863		
		25-30	208	0,00908	1,889		
		25-28	108	0,00908	0,981		
	26	oct-26	180	0,00908	1,635	3,57	1,785
		22-26	81	0,00908	0,736		
		26-27	132	0,00908	1,199		
	27	26-27	132	0,00908	1,199	2,652	1,326
		30-27	102	0,00908	0,926		
		27-35	58	0,00908	0,527		
	28	25-28	108	0,00908	0,981	2,916	1,458
		28-29	87	0,00908	0,79		
		28-55	126	0,00908	1,144		
	29	28-29	87	0,00908	0,79	3,906	1,953
		29-30	76	0,00908	0,69		
		29-31	134	0,00908	1,217		
		29-32	133	0,00908	1,208		
	30	25-30	208	0,00908	1,889	3,506	1,753
		29-30	76	0,00908	0,69		
		30-27	102	0,00908	0,926		
	31	29-31	134	0,00908	1,217	2,897	1,449
		32-31	126	0,00908	1,144		
		31-34	59	0,00908	0,536		
34	31-34	59	0,00908	0,536	3,016	1,508	
	33-34	187	0,00908	1,699			
	34-35	12	0,00908	0,109			
	34-36	74	0,00908	0,672			
35	nov-35	293	0,00908	2,661	3,297	1,649	
	27-35	58	0,00908	0,527			
	35-34	12	0,00908	0,109			

Détermination des débits aux nœuds de la zone U5 du Chef-lieu

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
U5	9	7-9	161	0,00908	1,462	3,633	1,817
		9-12	198	0,00908	1,798		
		9-10	41	0,00908	0,372		
	11	10-11	100	0,00908	0,908	5,323	2,661
		12-11	193	0,00908	1,753		
		11-35	293	0,00908	2,661		
	12	12-13	96	0,00908	0,872	4,423	2,212
		12-9	198	0,00908	1,798		
		12-11	193	0,00908	1,753		

Détermination des débits aux nœuds de la zone U6 du Chef-lieu

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
U6	28	25-28	108	0,00908	0,981	2,916	1,458
		28-29	87	0,00908	0,790		
		28-55	126	0,00908	1,144		
	55	28-55	126	0,00908	1,144	6,058	3,029
		55-56	49	0,00908	0,445		
		55-59	492	0,00908	4,469		
	56	55-56	49	0,00908	0,445	2,407	1,204
		56-69	52	0,00908	0,472		
		56-57	38	0,00908	0,345		
		56-58	126	0,00908	1,144		
	57	57-58	99	0,00908	0,899	1,244	0,622
		56-57	38	0,00908	0,345		
	58	56-58	126	0,00908	1,144	3,706	1,853
		57-58	99	0,00908	0,899		
		58-57	183	0,00908	1,662		
	59	55-59	492	0,00908	4,469	7,085	3,542
		59-67	123	0,00908	1,117		
59-68		165	0,00908	1,499			
69	56-69	163	0,00908	1,480	1,481	0,740	

Détermination des débits aux nœuds de la zone AU2 du Chef-lieu

Zone	N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	ΣQ_r (l/s)	Q_n (l/s)
AU2	59	55-59	492	0,00908	4,469	7,085	3,542
		59-67	123	0,00908	1,117		
		59-68	165	0,00908	1,499		
	67	59-67	123	0,00908	1,117	1,117	0,559
	68	59-68	165	0,00908	1,499	1,499	0,749

Détermination des débits aux nœuds de l'AS BOUDHAR

N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
R	R-70	2301	0,00304	7,004	7,004	-
70	70-71	140	0,00304	0,426	0,941	0,470
	70-74	169	0,00304	0,514		
71	70-71	140	0,00304	0,426	2,134	1,067
	71-72	394	0,00304	1,199		
	71-73	167	0,00304	0,508		
72	71-72	394	0,00304	1,199	2,873	1,437
	73-72	156	0,00304	0,475		
	72-77	182	0,00304	0,554		
	72-79	212	0,00304	0,645		
73	71-73	167	0,00304	0,508	1,257	0,629
	73-72	156	0,00304	0,475		
	73-74	90	0,00304	0,274		
74	70-74	169	0,00304	0,514	1,169	0,584
	73-74	90	0,00304	0,274		
	74-75	125	0,00304	0,380		
75	74-75	125	0,00304	0,380	0,950	0,475
	75-76	20	0,00304	0,061		
	75-80	167	0,00304	0,508		
76	75-76	20	0,00304	0,061	0,843	0,422
	76-77	57	0,00304	0,174		
	76-81	200	0,00304	0,609		
77	76-77	57	0,00304	0,174	1,014	0,507
	72-77	182	0,00304	0,554		
	77-78	94	0,00304	0,286		
78	77-78	94	0,00304	0,286	1,011	0,505
	78-79	70	0,00304	0,213		
	78-82	168	0,00304	0,511		
79	78-79	70	0,00304	0,213	1,705	0,852
	72-79	212	0,00304	0,645		
	79-97	278	0,00304	0,846		
80	75-80	167	0,00304	0,508	1,230	0,615
	80-81	22	0,00304	0,067		
	83-80	215	0,00304	0,654		
81	80-81	22	0,00304	0,067	1,001	0,501
	76-81	200	0,00304	0,609		
	81-82	107	0,00304	0,326		
82	78-82	168	0,00304	0,511	1,230	0,615
	81-82	107	0,00304	0,326		
	82-96	129	0,00304	0,393		
83	83-80	215	0,00304	0,654	1,592	0,796
	83-87	293	0,00304	0,892		
	83-84	15	0,00304	0,046		

Détermination des débits aux nœuds de l'AS BOUDHAR (suite et fin)

N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
84	83-84	15	0,00304	0,046	0,636	0,318
	89-84	49	0,00304	0,149		
	84-85	145	0,00304	0,441		
85	84-85	145	0,00304	0,441	0,737	0,368
	85-86	47	0,00304	0,143		
	85-88	50	0,00304	0,152		
86	85-86	47	0,00304	0,143	0,514	0,257
	86-87	57	0,00304	0,174		
	86-92	65	0,00304	0,198		
87	83-87	293	0,00304	0,892	1,23	0,615
	86-87	57	0,00304	0,174		
	87-93	54	0,00304	0,164		
88	85-88	50	0,00304	0,152	0,691	0,345
	89-88	149	0,00304	0,454		
	88-91	28	0,00304	0,085		
89	84-89	49	0,00304	0,149	0,788	0,394
	89-90	61	0,00304	0,186		
	89-88	149	0,00304	0,454		
90	89-90	61	0,00304	0,186	0,721	0,361
	90-95	41	0,00304	0,125		
	90-91	135	0,00304	0,411		
91	88-91	28	0,00304	0,085	0,633	0,317
	90-91	135	0,00304	0,411		
	91-92	45	0,00304	0,137		
92	86-92	65	0,00304	0,198	0,454	0,227
	91-92	45	0,00304	0,137		
	92-93	39	0,00304	0,119		
93	87-93	54	0,00304	0,164	0,469	0,234
	92-93	39	0,00304	0,119		
	93-94	61	0,00304	0,186		
94	93-94	61	0,00304	0,186	1,671	0,836
	95-94	197	0,00304	0,5996		
	97-94	291	0,00304	0,886		
95	90-95	41	0,00304	0,125	0,925	0,463
	95-96	66	0,00304	0,201		
	95-94	197	0,00304	0,5996		
96	82-96	129	0,00304	0,393	0,691	0,345
	95-96	66	0,00304	0,201		
	97-96	32	0,00304	0,097		
97	79-97	278	0,00304	0,846	1,829	0,915
	97-94	291	0,00304	0,886		
	97-96	32	0,00304	0,097		

Détermination des débits aux nœuds de l'AS MECHAIRI

N° de Nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
R	R-98	4145	0,00331	13,721	13,721	-
98	98-99	137	0,00331	0,453	0,695	0,348
	98-103	73	0,00331	0,242		
99	98-99	173	0,00331	0,573	1,069	0,535
	99-100	80	0,00331	0,265		
	99-101	70	0,00331	0,232		
100	99-100	80	0,00331	0,265	2,082	1,041
	100-107	131	0,00331	0,434		
	100-108	156	0,00331	0,516		
	100-109	262	0,00331	0,867		
101	99-101	70	0,00331	0,232	1,284	0,642
	101-102	63	0,00331	0,209		
	101-110	83	0,00331	0,275		
	101-104	172	0,00331	0,569		
102	101-102	63	0,00331	0,209	0,844	0,422
	102-103	75	0,00331	0,248		
	102-104	117	0,00331	0,387		
103	102-103	75	0,00331	0,248	1,370	0,685
	98-103	73	0,00331	0,242		
	103-105	109	0,00331	0,361		
	103-106	157	0,00331	0,520		
104	101-104	172	0,00331	0,569	2,049	1,024
	102-104	117	0,00331	0,387		
	104-105	257	0,00331	0,851		
	105-104	73	0,00331	0,242		
105	103-105	109	0,00331	0,361	1,453	0,727
	104-105	257	0,00331	0,851		
	105-104	73	0,00331	0,242		
106	103-106	157	0,00331	0,520	0,520	0,260
107	100-107	131	0,00331	0,434	0,434	0,217
108	100-108	156	0,00331	0,516	0,516	0,258
109	100-109	262	0,00331	0,867	0,867	0,434
110	101-110	83	0,00331	0,275	0,275	0,137

Annexe (6) : Résultats de la simulation cas de pointe

Etat des nœuds du réseau cas de pointe (ACL) (suite et fin)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 41	35,29	1,33	86,89	51,6
Nœud 42	35,73	1,53	86,12	50,39
Nœud 43	35,6	2,23	85,66	50,06
Nœud 44	35,47	1,56	86,73	51,26
Nœud 45	35,28	1,33	87,58	52,3
Nœud 46	36	1,24	88,75	52,75
Nœud 47	34,99	2,13	88,15	53,15
Nœud 48	35,31	2,52	85,17	49,86
Nœud 49	37,55	1,27	89,63	52,08
Nœud 50	37,24	1,86	89,08	51,84
Nœud 51	37,23	1,37	88,54	51,31
Nœud 52	36,01	1,22	89,34	53,33
Nœud 53	34,24	1,59	88,04	53,8
Nœud 54	37,63	1,71	84,66	47,03
Nœud 55	39,12	3,03	92,13	53,01
Nœud 56	39,27	1,2	91,48	52,21
Nœud 57	41,13	0,62	91,1	49,97
Nœud 58	42,65	1,85	87,99	45,34
Nœud 59	33,36	3,54	88,9	55,54
Nœud 60	76,12	0,66	91,75	15,63
Nœud 61	76,77	0,75	89,56	12,79
Nœud 62	35,85	0,63	82,2	46,35
Nœud 63	36	0,74	79,78	43,78
Nœud 64	39,93	0,97	81,24	41,31
Nœud 65	36,7	0,32	82,9	46,2
Nœud 66	34,2	0,43	84,1	49,9
Nœud 67	32,04	0,56	86,44	54,4
Nœud 68	31,95	0,75	83,32	51,37
Nœud 69	38,55	0,74	89,76	51,21

Etat des nœuds du réseau cas de pointe (AS Boudhar)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 70	95,22	0,47	129,37	34,15
Nœud 71	92,41	1,07	128,73	36,32
Nœud 72	83,3	1,44	124,32	41,02
Nœud 73	91,31	0,63	125,87	34,56
Nœud 74	89,86	0,58	128,27	38,41
Nœud 75	81,55	0,47	126,89	45,34
Nœud 76	80,74	0,42	126,67	45,93
Nœud 77	79,64	0,51	122,63	42,99
Nœud 78	80	0,51	121,88	41,88
Nœud 79	81,02	0,85	121,85	40,83
Nœud 80	79,13	0,61	123,45	44,32
Nœud 81	79,25	0,5	123,11	43,86
Nœud 82	80,34	0,61	119,45	39,11
Nœud 83	83,68	0,8	120,58	36,9
Nœud 84	83,66	0,32	119,95	36,29
Nœud 85	81,48	0,37	110,37	28,89
Nœud 86	80,13	0,26	108,89	28,76
Nœud 87	79,95	0,61	108,85	28,9
Nœud 88	80,8	0,35	110,38	29,58
Nœud 89	83,72	0,39	115,55	31,83
Nœud 90	82,04	0,36	116,33	34,29
Nœud 91	79,98	0,32	110,35	30,37
Nœud 92	79,71	0,23	109,34	29,63
Nœud 93	79,8	0,23	110,03	30,23
Nœud 94	79,64	0,84	111,19	31,55
Nœud 95	81,79	0,46	117,02	35,23
Nœud 96	79,68	0,35	118,2	38,52
Nœud 97	79,91	0,91	117,03	37,12

Etat des nœuds du réseau cas de pointe (AS Mechairi)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 98	29,14	0,35	87,99	58,85
Nœud 99	28,27	0,53	86,16	57,89
Nœud 100	29,18	1,04	84,42	55,24
Nœud 101	27,66	0,64	82,17	54,51
Nœud 102	28,4	0,42	86,38	57,98
Nœud 103	29,06	0,69	87,31	58,25
Nœud 104	27,93	1,02	81,39	53,46
Nœud 105	29,03	0,73	84,18	55,15
Nœud 106	29,13	0,26	79,56	50,43
Nœud 107	27,96	0,22	79,72	51,76
Nœud 108	38,44	0,26	76,8	38,36
Nœud 109	31,28	0,43	73,45	42,17
Nœud 110	27,7	0,14	80,83	53,13
Nœud 111	136	0	102	-34

Etat des arcs du réseau pour le cas de pointe (ACL) (suite)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Facteur Friction
Tuyau 41	63	4,39	1,41	0,019
Tuyau 42	20	0,21	0,67	0,03
Tuyau 43	160	15,8	0,79	0,018
Tuyau 44	63	3,08	0,99	0,021
Tuyau 45	20	0,16	0,51	0,032
Tuyau 46	160	19,77	0,98	0,017
Tuyau 47	90	2,49	0,39	0,023
Tuyau 48	20	0,26	0,83	0,028
Tuyau 49	200	35,68	1,14	0,016
Tuyau 50	40	1,03	0,82	0,024
Tuyau 51	63	0,92	0,3	0,027
Tuyau 52	125	17,56	1,43	0,017
Tuyau 53	200	32,99	1,05	0,016
Tuyau 54	160	22,66	1,13	0,016
Tuyau 55	125	12,78	1,04	0,018
Tuyau 56	90	5,55	0,87	0,019
Tuyau 57	75	3,74	0,85	0,02
Tuyau 58	75	3,25	0,73	0,021
Tuyau 59	63	2,02	0,65	0,022
Tuyau 60	50	0,6	0,31	0,028
Tuyau 61	63	2,34	0,75	0,022
Tuyau 62	63	2,13	0,68	0,022
Tuyau 63	75	3,57	0,81	0,021
Tuyau 64	90	5,64	0,89	0,019
Tuyau 65	20	0,08	0,27	0,038
Tuyau 66	63	4,15	1,33	0,019
Tuyau 67	50	1,87	0,95	0,022
Tuyau 68	110	8,15	0,86	0,019
Tuyau 69	125	9,42	0,77	0,019
Tuyau 70	90	4,76	0,75	0,02
Tuyau 71	63	1,94	0,62	0,023
Tuyau 72	63	2,29	0,73	0,022
Tuyau 73	32	0,11	0,14	0,04
Tuyau 74	90	3,39	0,53	0,021
Tuyau 75	32	0,24	0,3	0,032
Tuyau 76	63	1,78	0,57	0,023
Tuyau 77	32	1,07	1,34	0,023
Tuyau 78	40	0,96	0,76	0,024
Tuyau 79	75	0,11	0,02	0,036
Tuyau 80	125	12,3	1	0,018
Tuyau 81	75	4,42	1	0,02
Tuyau 82	50	1,25	0,64	0,024
Tuyau 83	25	0,37	0,75	0,027

Etat des arcs du réseau pour le cas de pointe (ACL) (suite et fin)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Facteur Friction
Tuyau 84	40	1,22	0,97	0,023
Tuyau 85	25	0,26	0,53	0,03
Tuyau 86	90	4,85	0,76	0,02
Tuyau 87	32	0,66	0,82	0,025
Tuyau 88	32	0,75	0,94	0,024
Tuyau 89	32	0,63	0,78	0,025
Tuyau 90	32	0,74	0,92	0,025
Tuyau 91	20	0,11	0,35	0,035
Tuyau 92	20	0,1	0,32	0,036
Tuyau 93	40	0,82	0,66	0,025
Tuyau 94	25	0,43	0,88	0,026
Tuyau 95	25	0,32	0,66	0,028
Tuyau 96	32	0,74	0,92	0,025
Tuyau 97	32	0,56	0,69	0,026
Tuyau 98	32	0,75	0,93	0,024
Tuyau 99	40	0,97	0,77	0,024
Régulateur de pression	315	102,81	1,32	0

Etat des arcs du réseau cas de pointe (AS Boudhar)

ID Arc	Longueur	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Facteur Friction
Tuyau 100	2301	160	15,47	0,77	0,018
Tuyau 101	140	110	6,75	0,71	0,019
Tuyau 102	394	63	2,51	0,8	0,021
Tuyau 103	167	63	3,18	1,02	0,02
Tuyau 104	156	75	3,74	0,85	0,02
Tuyau 105	169	110	8,25	0,87	0,019
Tuyau 106	90	40	1,2	0,95	0,023
Tuyau 107	125	90	6,47	1,02	0,019
Tuyau 108	20	63	2,48	0,8	0,021
Tuyau 109	57	20	0,32	1,01	0,027
Tuyau 110	182	63	2,26	0,72	0,022
Tuyau 111	212	63	2,56	0,82	0,021
Tuyau 112	94	63	2,07	0,66	0,022
Tuyau 113	70	20	0,01	0,04	0,088
Tuyau 114	167	63	3,51	1,13	0,02
Tuyau 115	200	50	1,74	0,89	0,022
Tuyau 116	22	20	0,13	0,43	0,033
Tuyau 117	107	40	1,38	1,09	0,022
Tuyau 118	168	50	1,55	0,79	0,023
Tuyau 119	278	50	1,72	0,87	0,022
Tuyau 120	215	63	2,76	0,89	0,021
Tuyau 121	15	40	1,54	1,23	0,022
Tuyau 122	145	25	0,56	1,14	0,025
Tuyau 123	47	20	0,2	0,64	0,03
Tuyau 124	57	20	0,03	0,09	0,036
Tuyau 125	293	25	0,42	0,86	0,026
Tuyau 126	49	25	0,66	1,35	0,024
Tuyau 127	149	25	0,39	0,79	0,027
Tuyau 128	61	20	0,12	0,38	0,034
Tuyau 129	135	25	0,45	0,91	0,026
Tuyau 130	45	20	0,17	0,53	0,032
Tuyau 131	39	20	0,14	0,46	0,033
Tuyau 132	47	20	0,01	0,03	0,107
Tuyau 133	31	20	0,04	0,11	0,03
Tuyau 134	65	20	0,08	0,27	0,038
Tuyau 135	54	20	0,16	0,52	0,032
Tuyau 136	61	32	0,54	0,68	0,026
Tuyau 137	41	40	0,93	0,74	0,024
Tuyau 138	197	25	0,36	0,73	0,028
Tuyau 139	129	63	2,31	0,74	0,022
Tuyau 140	66	50	1,75	0,89	0,022
Tuyau 141	32	20	0,22	0,7	0,029

Tuyau 142	291	40	1,02	0,81	0,024
-----------	-----	----	------	------	-------

Etat des arcs du réseau cas de pointe (AS Mechairi)

ID Arc	Longueur	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Facteur Friction
Tuyau 143	4125	90	6,73	1,06	0,019
Tuyau 144	137	63	2,77	0,89	0,021
Tuyau 145	80	50	1,95	0,99	0,022
Tuyau 146	70	20	0,28	0,9	0,028
Tuyau 147	63	25	0,56	1,15	0,025
Tuyau 148	75	50	1,42	0,72	0,023
Tuyau 149	73	75	3,62	0,82	0,021
Tuyau 150	117	25	0,44	0,89	0,026
Tuyau 151	109	40	1,25	0,99	0,023
Tuyau 152	172	20	0,07	0,21	0,041
Tuyau 153	257	20	0,11	0,35	0,035
Tuyau 154	73	25	0,41	0,84	0,027
Tuyau 155	157	20	0,26	0,83	0,028
Tuyau 156	131	20	0,22	0,69	0,03
Tuyau 157	156	20	0,26	0,82	0,028
Tuyau 158	262	25	0,43	0,88	0,026
Tuyau 159	83	20	0,14	0,44	0,033

Annexe (7) : résultats de la simulation cas de pointe + incendie

Etat des nœuds du réseau cas de pointe + incendie (ACL)

ID Nœud	Altitude(m)	Demande(LPS)	Charge(m)	Pression(m)
Réservoir R	136	-141,68	137	1
Nœud 1	76,5	0,99	94,52	18,02
Nœud 2	74,82	2,53	94,25	19,43
Nœud 3	77,5	2,03	94,44	16,94
Nœud 4	75,32	1,34	93,95	18,63
Nœud 5	75,04	1,3	93,73	18,69
Nœud 6	71,08	1,78	93,59	22,51
Nœud 7	66,46	2,86	93,46	27
Nœud 8	65,85	3,03	93,42	27,57
Nœud 9	59,83	1,82	92,75	32,92
Nœud 10	58,04	1,46	92,67	34,63
Nœud 11	52,24	2,66	92,14	39,9
Nœud 12	53,28	2,21	93,34	40,06
Nœud 13	67,07	2,28	93,69	26,62
Nœud 14	76,94	2,22	94,01	17,07
Nœud 15	74,85	1,48	93,8	18,95
Nœud 16	69,15	0,69	93,32	24,17
Nœud 17	70,14	1,08	93,24	23,1
Nœud 18	67,71	0,83	93,19	25,48
Nœud 19	73,24	0,69	93	19,76
Nœud 20	73,07	0,71	92,85	19,78
Nœud 21	68,3	1,25	92,71	24,41
Nœud 22	68,25	0,94	92,41	24,16
Nœud 23	67,46	0,84	92,28	24,82
Nœud 24	67,29	0,94	93,08	25,79
Nœud 25	56,18	2,9	92,61	36,43
Nœud 26	63,7	1,78	92,04	28,34
Nœud 27	44,45	1,33	91,6	47,15
Nœud 28	51,81	18,13	92,43	40,62
Nœud 29	47,82	1,95	91,37	43,55
Nœud 30	50,6	1,75	91,42	40,82
Nœud 31	41,68	1,45	86,38	44,7
Nœud 32	38,73	1,35	88,29	49,56
Nœud 33	37,43	1,03	89,61	52,18
Nœud 34	39,05	1,51	91,41	52,36
Nœud 35	39,22	1,65	91,43	52,21
Nœud 36	36,37	0,91	91,3	54,93
Nœud 37	35,6	1,73	91,26	55,66
Nœud 38	34,83	1,49	91,1	56,27

Etat des nœuds du réseau cas de pointe + incendie (ACL) (suite et fin)

ID Nœud	Altitude(m)	Demande(LPS)	Charge(m)	Pression(m)
nœud 39	34,91	1,57	90,51	55,6
nœud 40	35	1,32	89,57	54,57
nœud 41	35,29	1,33	88,81	53,52
nœud 42	35,73	1,53	87,39	51,66
nœud 43	35,6	2,23	86,7	51,1
nœud 44	35,47	1,56	87,99	52,52
nœud 45	35,28	1,33	89,08	53,8
nœud 46	36	1,24	90,42	54,42
nœud 47	34,99	2,13	89,33	54,34
nœud 48	35,31	2,52	87,92	52,61
nœud 49	37,55	1,27	90,38	52,83
nœud 50	37,24	1,86	89,9	52,66
nœud 51	37,23	1,37	88,47	51,24
nœud 52	36,01	1,22	89,53	53,52
nœud 53	34,24	1,59	86,84	52,6
nœud 54	37,63	1,71	86,76	49,13
nœud 55	39,12	3,03	91,52	52,4
nœud 56	39,27	1,2	90,86	51,59
nœud 57	41,13	0,62	89,93	48,8
nœud 58	42,65	1,85	86,77	44,12
nœud 59	33,36	3,54	88,28	54,92
nœud 60	76,12	0,66	90,06	13,94
nœud 61	76,77	0,75	88,06	11,29
nœud 62	35,85	0,63	83,24	47,39
nœud 63	36	0,74	82,53	46,53
nœud 64	39,93	0,97	83,99	44,06
nœud 65	36,7	0,32	81,62	44,92
nœud 66	34,2	0,43	82,9	48,7
nœud 67	32,04	0,56	85,82	53,78
nœud 68	31,95	0,75	82,71	50,76
nœud 69	38,55	0,74	89,14	50,59

Etat des arcs du réseau pour le cas de pointe+ incendie (ACL)

ID Arc	Diamètre(mm)	Débit(LPS)	Vitesse(m/s)	Facteur Friction
Tuyau 1	315	119,48	1,53	0,014
Tuyau 2	315	74,05	0,95	0,015
Tuyau 3	315	44,45	0,57	0,016
Tuyau 4	200	29,47	0,94	0,016
Tuyau 5	200	27,48	0,87	0,016
Tuyau 6	200	25,42	0,81	0,017
Tuyau 7	250	29,3	0,6	0,017
Tuyau 8	160	9,7	0,48	0,019
Tuyau 9	160	18,09	0,9	0,017
Tuyau 10	200	21,62	0,69	0,017
Tuyau 11	90	4,3	0,68	0,02
Tuyau 12	160	21,87	1,09	0,017
Tuyau 13	200	29,43	0,94	0,016
Tuyau 14	250	33,06	0,67	0,016
Tuyau 15	110	5,16	0,54	0,02
Tuyau 16	200	29,37	0,93	0,016
Tuyau 17	160	13,05	0,65	0,018
Tuyau 18	125	5,66	0,46	0,021
Tuyau 19	250	42,04	0,86	0,016
Tuyau 20	90	1,35	0,21	0,027
Tuyau 21	110	5,35	0,56	0,02
Tuyau 22	200	19,58	0,62	0,017
Tuyau 23	125	6,85	0,56	0,02
Tuyau 24	160	12,04	0,6	0,018
Tuyau 25	20	0,05	0,17	0,038
Tuyau 26	75	2,29	0,52	0,023
Tuyau 27	63	1,66	0,53	0,023
Tuyau 28	90	3,48	0,55	0,021
Tuyau 29	40	0,28	0,22	0,033
Tuyau 30	75	2,51	0,57	0,022
Tuyau 31	160	11,16	0,55	0,019
Tuyau 32	20	0,13	0,4	0,034
Tuyau 33	40	0,66	0,53	0,026
Tuyau 34	20	0,05	0,15	0,035
Tuyau 35	200	29,14	0,93	0,016
Tuyau 36	125	10,09	0,82	0,018
Tuyau 37	250	34,6	0,7	0,016
Tuyau 38	160	15,86	0,79	0,018
Tuyau 39	63	1,52	0,49	0,024
Tuyau 40	63	1,72	0,55	0,023

Etat des arcs du réseau pour le cas de pointe+ incendie (ACL) (suite)

ID Arc	Diamètre(mm)	Débit(LPS)	Vitesse(m/s)	Facteur Friction
Tuyau 41	75	4,18	0,95	0,02
Tuyau 42	20	0,01	0,04	0,182
Tuyau 43	160	15,6	0,78	0,018
Tuyau 44	20	0,05	0,16	0,028
Tuyau 45	20	0,22	0,7	0,029
Tuyau 46	200	23,51	0,75	0,017
Tuyau 47	50	2,02	1,03	0,022
Tuyau 48	20	0,35	1,12	0,026
Tuyau 49	250	36,09	0,74	0,016
Tuyau 50	40	0,87	0,7	0,025
Tuyau 51	50	1,24	0,63	0,024
Tuyau 52	160	14,23	0,71	0,018
Tuyau 53	250	32,99	0,67	0,016
Tuyau 54	200	22,61	0,72	0,017
Tuyau 55	160	12,57	0,63	0,018
Tuyau 56	90	5,41	0,85	0,02
Tuyau 57	75	3,68	0,83	0,02
Tuyau 58	75	2,8	0,63	0,022
Tuyau 59	50	1,54	0,78	0,023
Tuyau 60	25	0,11	0,23	0,037
Tuyau 61	63	2,6	0,83	0,021
Tuyau 62	63	2,45	0,79	0,022
Tuyau 63	75	3,84	0,87	0,02
Tuyau 64	90	5,53	0,87	0,019
Tuyau 65	20	0,14	0,46	0,032
Tuyau 66	75	4,38	0,99	0,02
Tuyau 67	50	1,81	0,92	0,022
Tuyau 68	110	8,32	0,88	0,019
Tuyau 69	110	9,47	1	0,018
Tuyau 70	90	4,44	0,7	0,02
Tuyau 71	50	1,79	0,91	0,022
Tuyau 72	63	2,69	0,86	0,021
Tuyau 73	20	0,14	0,46	0,029
Tuyau 74	75	3,76	0,85	0,02
Tuyau 75	20	0,16	0,51	0,032
Tuyau 76	50	1,86	0,95	0,022
Tuyau 77	40	1,24	0,99	0,023
Tuyau 78	40	0,79	0,63	0,025
Tuyau 79	20	0,21	0,67	0,029
Tuyau 80	125	12,3	1	0,018
Tuyau 81	75	4,42	1	0,02
Tuyau 82	40	1,14	0,91	0,023
Tuyau 83	25	0,37	0,76	0,027

Etat des arcs du réseau pour le cas de pointe+ incendie (ACL) (suite et fin)

ID Arc	Diamètre(mm)	Débit(LPS)	Vitesse(m/s)	Facteur Friction
Tuyau 84	40	1,33	1,06	0,023
Tuyau 85	20	0,15	0,47	0,031
Tuyau 86	90	4,85	0,76	0,02
Tuyau 87	32	0,66	0,82	0,025
Tuyau 88	32	0,75	0,94	0,024
Tuyau 89	32	0,63	0,78	0,025
Tuyau 90	32	0,74	0,92	0,025
Tuyau 91	20	0,06	0,2	0,041
Tuyau 92	20	0,1	0,32	0,036
Tuyau 93	32	0,44	0,55	0,028
Tuyau 94	25	0,43	0,88	0,026
Tuyau 95	20	0,32	1,03	0,027
Tuyau 96	32	0,74	0,92	0,025
Tuyau 97	32	0,56	0,69	0,026
Tuyau 98	32	0,75	0,93	0,024
Tuyau 99	40	0,97	0,77	0,024
Régulateur de pression	315	119,48	1,53	0

Annexe (8) : calcul du réservoir d'air

ΔU	U	Z	$\Delta h1 ; \Delta h2$	Z- Δh ; Z+ Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0,5	75,6318723	0	75,6318723	1,63187232	74	1,88	0	0	
0,4345178	0,9345178	31,5094084	3,44501306	28,0643953	0,56552397	27,4988714	0,45015808	1,16508211	0,45016422	-6,1376E-06
-0,1089461	0,8255717	37,4805659	32,0997081	69,580274	2,64005935	72,2203334	-1,03440599	-0,29211956	-1,03440334	-2,6459E-06
-0,31613386	0,50943784	73,6775495	13,1040596	86,7816091	1,15162614	87,9332352	-0,66070147	-0,84765665	-0,66090997	0,0002085
-0,07355509	0,43588275	91,6527084	1,20701758	90,4456908	0,21413076	90,2315601	0,26682201	-0,19722489	0,26646019	0,00036182
0,12251586	0,55839861	64,7948958	2,59298152	62,2019142	0,43470089	61,7672134	0,38977846	0,32850447	0,39054875	-0,00077029
0,01997076	0,57836937	61,6844164	2,41036284	64,0947792	0,24010545	64,3348846	-0,2835501	0,05354803	-0,28345269	-9,741E-05
-0,10413728	0,47423209	81,4470857	2,26872478	83,7158105	0,22701139	83,9428219	-0,27501103	-0,27922558	-0,27499847	-1,2559E-05
-0,00425091	0,46998118	82,4802945	1,08130266	81,3989919	0,19339598	81,2055959	0,25227782	-0,01139805	0,25220238	7,544E-05
0,08319612	0,5531773	65,6527267	0,63947423	65,0132524	0,11890618	64,8943463	0,19385381	0,22307558	0,19394878	-9,4978E-05
-0,00854245	0,54463485	67,0988786	1,72453012	68,8234088	0,17609654	68,9995053	-0,23988969	-0,02290507	-0,23975891	-0,00013078
-0,07086633	0,47376852	81,5586779	0,59028669	82,1489646	0,06525263	82,2142172	-0,14107241	-0,19001544	-0,14027196	-0,00080045
0,01397825	0,48774677	78,3052175	0,78752413	77,5176934	0,1441958	77,3734976	0,21523292	0,03748018	0,21523231	6,1152E-07
0,0579364	0,54568317	66,9184815	0,15491432	66,7635672	0,03199168	66,7315755	0,0954696	0,15534614	0,09545998	9,6234E-06
-0,01923934	0,52644382	70,3671576	1,18366066	71,5508182	0,12428024	71,6750985	-0,19951119	-0,05158687	-0,19863372	-0,00087747

Résumé

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

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

ملخص

عرفت بلدية سي مصطفى (ولاية بومرداس) في السنوات الأخيرة نموا سكانيا هاما، مما تسبب في نقص ملحوظ للمياه الصالحة للشرب. أضف إلى ذلك، الحالة المتدهورة لشبكة مياه الشرب، دفعتنا إلى تصميم شبكة جديدة، تزود مباشرة من القناة الآتية من سد تاكسبت. من أجل تحقيق أهداف المشروع جمعنا أقصى قدر من المعلومات بهدف تقييم الاحتياجات المائية على المدى البعيد. ولكي يتوافق العرض والاحتياج، حددنا أبعاد هياكل التخزين. علاوة على ذلك، أنجزنا دراسة فنية اقتصادية من أجل تحديد أبعاد سلسلة الإمداد. بعدها تقدمنا لتحديد نوع المضخة التي تلبي متطلبات المشروع، وكذا التحقق من خطر حدوث ظاهرة المطرقة المائية. في النهاية، تم تحديد أبعاد شبكة التوزيع مع احترام الضغوط والسرعة المناسبة.

كلمات المفتاح: مياه الشرب، أنابيب النقل، مضخة، المطرقة المائية، توزيع.

Abstract

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

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