



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^{elle} HOCINE Kenza

M^{elle} DJERMOUNE Assia

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

Option : Hydraulique urbaine

Intitulé :

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES LOCALITES DEPOURVUE EN AEP : MELBOU

Soutenu le **26 /06 /2023** Devant le jury composé de :

- Président : **SAOU.A**
- Promoteur (s) : **BEDJOU. A**
- Examineur (s) : **IKNI.T**

Remerciement

Après avoir rendu grâce à Dieu Le Tout Puissant et Le Miséricordieux, nous tenons à remercier vivement tous ce qui, de près ou de loin ont contribué à la rédaction de ce modeste document.

Nous tenons tout d'abord à présenter nos plus sincères remerciements à notre promoteur Mr BEDJOU Abdelhamid pour nous avoir accompagné tout au long de l'élaboration de ce travail, pour sa disponibilité, ses conseils très constructifs et encore plus pour sa confiance.

Toute nos gratitude à l'ensemble des professeurs de département d'Hydraulique qui nous ont guidé tout le long de la formation d'ingénieur en particulier Mr SELLAOUI.A et Mr BREKSLA, et nos respects aux membres du jury : Mr SAOUA et Mr IKNI.T qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

On remercie en particulier tous les membres de la direction d'hydraulique de Béjaia, les membres de la subdivisions de Souk El Tenine, ainsi que tous les membres de service technique de l'APC de Melbou, pour leurs aides et encouragement, pour leurs patiences, compétences et interventions adéquates aux plans techniques et morales, leurs disponibilités et réponses aux nombreuses sollicitations, dieu les protège.

Mes derniers remerciements s'adressent à tous les membres de nos familles et proches pour leurs compréhension et les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de notre parcours.

Dédicaces

Louange à Allah qui m'a accordé ce succès et m'a permis de voir ce jour se réaliser.

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère la prunelle de mes yeux, la femme la plus courageuse que j'ai jamais connue. Peu importe ce que je ferai, je ne pourrai jamais te rendre la pareille de tes faveurs sur moi ; je t'aime maman.

Mon père mon tendre et mon pilier dans cette vie. Tes efforts et tes sacrifices sont indescriptibles par des mots ; je t'aime papa.

Mes sœurs : Hanane, Hind, Luiza ; vous êtes mon soutien dans la vie je vous aime.

Mes frères : Ali, Ghiles malgré la mer qui sépare entre nous vous êtes toujours présent dans mon cœur.

Mon petit frère : Belkacem notre lumière et joie de la maison.

Mes petits nièces : Ayanna et Mehdi.

Mes chères : khalti Nabiha et khalti Samia, mon cher khali mohand.

Mes chers oncles : Ahmed et Nordine.

Ma meilleure amie et ma sœur de cœur Hanane, merci d'être dans ma vie.

Ma petite sœur de cœur et binôme dans ce succès Assia, merci pour ton soutien illimité.

Mes chers amis (es) :katiya,Yasmine, Hayet,lounis,Walid,Amine.

Enfin un grand merci à Mr Abdelhamid bedjou, mon enseignant et promoteur, toutes les expressions de gratitude pour ton soutien, c'est grâce à toi que j'ai réussi.

A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Kenza

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail comme un témoignage d'affection, de respect et d'admiration :

À la mémoire de ma chère mère dieu l'accueille dans son vaste paradis,

À ma raison de vivre mon cher père, qui ma soutenu dans chaque pat pour que je puisse atteindre mes objectifs, dieu le garde et le protège,

à mon frère Ouahib et mes sœurs : Samira, Ouahiba , Nassima et Souhila ,

à mes neveux : Yacine , Amine et djawad ,

à mes nièces : Nisrine , Céline , Alicia et Rawan ,

À la femme de mon père Naima,

À mes beaux frères : Ollivier, Fichem , Malek et Abd Bagi .

Aux personnes qui me sont chère, malgré l'absence de liens du sang entre nous :

à ma chère binôme et mon âme sœur, Kenza pour son aide indéfectible en tout temps,

à mes copines : Yasmine, Wissem et Chafia .

Et finalement à la moitié qui me complète Hakim.

Assia

Sommaire

Remerciements

Dedicaces

Liste des symboles

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I	3
I.1-Introduction :	4
I.2 : Situation géographique de Melbou :	4
I.3-Situation topographique.....	5
I.4 : Situation climatique	5
I.4.1. Pluviométrie :	5
I.4.2. Température	5
I.4.3. Les vents	6
I.5 : Situation géologique	6
I.6 : Situation hydrographique	6
Conclusion.....	7
Chapitre II	8
II.1 .Introduction :	9
II.2. Estimation des besoins en eau de la population.....	9
II.2.1.Les besoin actuels :	9
II.2.2. Dotation	11
II.2.3.Consommation moyenne journalière.....	11
II.3.Les différents types des besoins.....	11
II.3.1 .Besoin domestiques.....	11
II.3.2. Besoins scolaires :	12
II.3.3. Besoins sanitaires :	13
II.3.4. Besoins administratifs.....	13
II.3.5. Besoins socioculturels	13
II.3.6. Besoins cheptels	14
II.4. Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur	14
Tasefsaft	16
II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{majoré.j}$	17
II.6. Débit maximum journalier $Q_{max.j}$	17
II.7. Débit minimum journalier $Q_{min.j}$	18

II.8. Débit moyen horaire $Q_{moy}.h$	19
II.9. Débit maximum horaire $Q_{max}.h$	20
II.10. Débit minimum horaire $Q_{min}.h$	22
Conclusion.....	24
Chapitre III	25
III.1 Introduction	26
III.2. Emplacement géographique de réservoir	26
III.3. Caractéristiques de réservoir	26
III.4. Les équipements d'un réservoir	26
III.5. Classification des réservoirs.....	28
III.6. Critères retenus dans un choix de réservoir	29
III.6.1 Les critères généralement pris en compte pour les choix comprennent :.....	29
III.7. Qualité de l'eau dans les réservoirs :	29
III.8. Rôles des réservoirs.....	29
III.9 .Description du schéma synoptique des réservoirs.....	30
III.10. Capacité des réservoirs VT.....	30
III.11. Vérification de la capacité des réservoirs existants :	31
III.11. 1.Le réservoir de Sahel :	31
III.11.2.Le réservoir de Melbou :	31
III.11.3.Le réservoir de Sidi Nacer :	33
III.12.La vérification de la capacité des réservoirs projetés :	33
III.12.1.Le réservoir de Ighil-Ahmal :	33
III.12.2.Le réservoir de Tassefssaft :	34
III.13.La vérification de la capacité de la station de reprise SR1 :	35
Conclusion :	37
Chapitre IV	38
Introduction	39
IV.1.Définition	39
IV.2. Type d'adduction	39
IV .2.1.Adduction gravitaire :	39
IV .2.2.Adduction par refoulement :	39
IV.3.Tracé des conduites	39
IV.3.1.Tracé en plan.....	39
IV.3.2.Profil en long.....	40
IV.4.Choix du matériau de la conduite	40
IV.5. Prix des conduites	41
IV.6. Etude technico-économique.....	41

IV.7.Les équipements du système d'adduction.....	41
IV.8.Mise en œuvre (pose de conduite)	42
IV.9.Description du schéma d'adduction	42
IV.10.Calcul du diamètre avantageux pour les conduites	43
IV.10.1.Calcul du diamètre avantageux pour les conduites par refoulement	43
IV.10.2.Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gavitaires	43
IV.10.3. Calcul de la vitesse V	43
IV.10.4. Calcul des pertes de charge ΔH	44
IV.10.5. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt	45
IV.10.6. Calcul de la puissance absorbée par la pompe Pa	45
IV.10.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe E.....	45
IV.10.7. Calcul des frais d'exploitation Fexp	45
IV.10.8. Calcul des frais d'amortissement Fam	46
IV.10.9. Calcul du bilan BL	46
IV.11.Dimensionnement de l'adduction gravitaire	46
IV.11.1. Tronçon SR(02)-R(500m ³)existant :	46
IV.11. 3. Tronçon SR(00)- SR(01) :	49
IV.11. 4. Tronçon SR (01) - SR(02) :	50
IV.11. 6. Tronçon SR(03)- Réservoir(250m ³) :	53
Conclusion :	56
Chapitre V	57
V.1. Introduction :	58
V.2. Les pompes.....	58
V.2.1. Classification des pompes	58
V.2.2 Choix de la pompe :	58
V.2.3. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	59
V.2.4. Courbe Caractéristique d'une conduite	59
V.2.5. Point de fonctionnement.....	59
V.2.5. Etude de la cavitation	63
V.2.6. Choix du type de pompe.....	65
V.3 : Protection contre le coup de bélier	78
V.3.1. Causes du coup de bélier	78
V.3.2. Conséquences du coup de bélier.....	79
V.3.3.Moyens de protection des installations.....	79
V.3.4. Définition des pressions	79
V.3.5. Etude du coup de bélier	80
V.3.6. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons	81

V.4.2 Choix des moyens de protection contre le coup de bélier	83
Conclusion.....	86
Chapitre VI.....	87
Introduction	88
VI.1 Les fonctions du système de distribution.....	88
VI.2 Classification des réseaux de distribution	88
VI.2.1. Réseau ramifié :	88
VI.2.2. Réseau maillé :	88
VI.2.3. Réseau étagé :	89
VI.2.4. Réseau combiné:	89
VI.3 Le tracé du réseau de distribution	89
VI.4 La conception du réseau de distribution	90
VI.4.1 Equipements hydrauliques.....	90
VI.4.4 Le débit.....	91
VI.5.Choix du type des matériaux	91
VI.6.Exigences du réseau de distribution	91
VI.7 Description du réseau de distribution.....	92
VI.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	93
VI.8.1. Débit de pointe	93
VI.8.2. Débit spécifique	93
VI.8.4. Débit au nœud :	94
VI.8.5. Calcul de la pression	94
VI.9. Calcul des débits hydrauliques.....	95
VI.9.1 : Calcul des débits spécifiques et les débits de route :	95
VI.9.2 : Calcul des débits aux nœuds:.....	96
VI.10. Modalisation et simulation du réseau.....	96
VI.10.1. Présentation du logiciel EPANET.....	96
VI.10.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET	97
VI.10.3. Modélisation du réseau	97
VI.10.4. Simulation du réseau.....	97
Conclusion.....	101
Conclusion général :	103
Références Bibliographiques.....	105

Liste des Symboles

- A : Amortissement annuel.
AEP : Alimentation En Eau Potable.
APC : Assemblée Populaire Communale.
 α : Célérité de l'onde (m/s).
B : Valeur du coup de bélier (m).
BL : Bilan (DA).
°C : Degré Celsius.
Cp: Côte de l'axe de la pompe (m).
CP_{amont}: Côte piézométrique du noeud amont (m).
CP_{aval}: Côte piézométrique du noeud aval (m).
CR : Cote Radier (m).
CS : Coefficient de Sécurité (%).
CTN_{aval}: Côte du terrain naturel du noeud aval (m).
CTP : Cote Trop Plein (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).
D_{ext}: Diamètre extérieur de la conduite (m).
D_{int}: Diamètre intérieur de la conduite (m).
D_{max}: Diamètre maximal de la conduite (m).
D_{min}: Diamètre minimal de la conduite (m).
DN : Diamètre Normalisé (m).
- D₁ : Diamètre donné par Bonnin (m).
D₂ : Diamètre donné par Bress (m).
E : Energie consommée par la pompe (Kwh/an).
- e : Epaisseur de la conduite (mm).
eu : Le prix unitaire du Kwh en (DA).
Fam : Frais d'amortissement (DA).
Fexp : Frais d'exploitation (DA).
- g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).
H : Hauteur manométrique au point désiré (m).
H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).
Ha : Hauteur d'aspiration en (m).
H_d: Valeur minimale de la pression-dépression (m).
Hg : Hauteur géométrique (m).
Hmt : Hauteur manométrique totale (m).
- H_s: Valeur maximale de la pression-surpression (m).
H₀ : Pression absolue de la conduite (m).
H₁ : Hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (m).
h : Perte de charge engendrée par le vannage (m).
i : Taux d'annuité, 8% en Algérie.
J_{asp}: Perte de charge à l'aspiration en (m).
K : Rugosité absolue de la conduite.

K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.
K_{max,h}: Coefficient de variation maximale horaire.
K_{max,j}: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
K_{min,h}: Coefficient de variation minimale horaire.
K_{min,j}: Coefficient d'irrégularité minimal.
L : Longueur de la conduite en (m).
L_{i j} : Longueur du tronçon (i - j) en (m).

m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.
m': Coefficient de rognage.
N : Vitesse de rotation (tr/min).
N' : Nouvelle vitesse de rotation (tr/min).
N_i : Nombre d'habitants.
NPSH_d: Charge nette disponible à l'aspiration (m).
NPSH_r: Charge nette requise à l'aspiration de la pompe pour un fonctionnement sans cavitation donnée par le constructeur (m).
n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.
n_i : Nombre d'année d'amortissement (n_i= 30 ans).

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).
P'_a: Nouvelle puissance absorbée par la pompe(KW).
P_{atm}: Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33 m.
P_{aval}: Pression au sol du noeud aval (m).
P_g: Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).
P_{max}(%) : Résidu maximal dans le réservoir en (%).
P_n : Population prévisionnelle à l'horizon 2050.
P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
P_o : Population de l'année de référence 2020.
P₀: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).

PE : Polyéthylène.
PEHD : Polyéthylène Haute Densité.
PMA : Pression Maximale Admissible.
PN : Pression Nominale.
PNS : Pression Nominale de Service.
PVC: Poly Chlorure de Vinyle.
Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).
Q_c : La somme des débits localisés au noeud considéré (l/s).
Q_{dom,actuel}: Besoins domestiques en 2020 (m³/j).
Q_{dom,futur}: Besoins domestiques en 2050 (m³/j).
Q_{equip,actuel}: Besoins d'équipements en 2020 (m³/j).
Q_{equip,futur}: Besoins d'équipements en 2050 (m³/j).
Q_{f2} : Débit du forage numéro 2.
Q_{majoré,j}: Débit majoré journalier (m³/j).
Q_{max,h}: Débit maximum horaire (m³/h). Q_{max,j}: Débit maximum journalier (m³/j).
Q_{min,h}: Débit minimum horaire (m³/h).
Q_{min,j}: Débit minimum journalier (m³/j).
Q_{moy,h}: Débit moyen horaire (m³/h).
Q_{moy,j}: Consommation moyenne journalière des habitants (m³ /j).
Q_n : Débit au noeud (l/s).
Q_p: Débit de pointe (m³/h).
Q_r : Débit de route (l/s).
Q_s : Débit spécifique (l/s.m).

Q1 : Débit correspondant au point de fonctionnement (m³/s).
q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).
R : Réservoir.
Re: Nombre de Reynolds.
R+max : Résidu maximum positif.
R- min : Résidu maximum négatif.
RGPH : Recensement Globale de la Population et de l'Habitat.

r : Coefficient de rognage.
SR : Station de reprise.

T : Taux d'accroissement de la population (T=1.15 %).
T' : Temps d'arrêt de pompage (h).
Tf : Temps de fermeture de la vanne (s).
Tv : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.
T° : Température de l'eau en degré.
T°moy: Température moyenne.
tp: Temps de pompage par jour (tp=20h).
t'p : Nouveau temps de pompage (h).

V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).
Ve : Volume d'eau entrant dans le réservoir (m³).
Vinc: Volume d'incendie (Vinc = 120 m³).
Vmax: Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.
Vmin: Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.
Vn : Volume normalisé du réservoir (m³).
Vr : Volume de régularisation du réservoir (m³).
VSR : Volume de la bache à eau de la station de reprise (m³).
VSRn: Volume normalisé de la bache à eau de la station de reprise (m³).
VT : Volume total du réservoir en (m³).
V0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).
αmax : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération.
αmin : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.
βmax : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant.
βmin : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.
θ : Angle de la vanne.
η : Rendement de la station de reprise (%). ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s).
λ: Coefficient de frottement de Darcy.
ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.
δ : Altitude du plan d'aspiration en (m).
ρ : La masse volumique (Kg/m³).
θ : Angle de la vanne.
ΔHt : Perte de charge totale (m).
ΔHv: Pertes de charge créées par la vanne (m).
ΔHL : Pertes de charge linéaires (m).

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de la commune de Melbou	4
Figure (II.1): Evolution démographique des zones d'étude pour les horizons considérés	10
Figure (III.1) : Schéma SYNOPTIQUE des réservoirs étudiés avec leurs caractéristiques....	36
Figure (IV.1) : Schéma général de l'adduction étudiée, avec ses caractéristiques	55
Figure (V.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	59
Figure (V.2) : Point de fonctionnement d'une pompe	60
Figure (V.3) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage	62
Figure (V.4) : Schéma de l'installation d'une pompe en charge	64
Figure (V.5) : Schéma de l'installation d'une pompe en dépression	65
Figure (V.6) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 00)	66
Figure (V.7) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 01).....	69
Figure (V.8) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 02)	72
Figure (V.9) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 03)	75
Figure (VI.1) : Types de réseaux de distribution (réseau ramifié et réseau maillé).....	89
Figure (VI.2) : Schéma descriptif du réseau de distribution de la localité de Sahel	92
Figure (VI.3) : Résultats de la simulation avec réduction du diamètre.....	99

Liste des tableaux

Tableau(I.1) : Moyenne mensuel des précipitations 2017/2018	5
Tableau (II.1) : Estimation de la population à l'horizon futur (2053) de la commune de Melbou	10
Tableau (II.2) : Besoins domestiques de la commune de Melbou.....	12
Tableau (II.3) : Besoins scolaires de la commune de Melbou	12
Tableau (II.4) : Besoins sanitaires de la commune de Melbou.....	13
Tableau (II.5) : Besoins administratifs de la commune de Melbou.....	13
Tableau (II.6) : Besoins socioculturels de la commune de Melbou	14
Tableau (II.7) : Besoins cheptels des différentes zones concernées par l'étude	14
Tableau (II.8) : Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes zones concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur	16
Tableau (II.9) : Majoration de la consommation moyenne actuelle et future des différentes zones concernées par l'étude	17
Tableau (II.10) : Débit maximum journalier des différentes zones concernées par l'étude ..	18
Tableau (II.11) : Débit minimum journalier des différentes zones concernées par l'étude ..	19
Tableau (II.12) : Débit moyen horaire des différentes zones concernées par l'étude	20
Tableau (II.13) : Variation des valeurs de β_{max}	20
Tableau (II.14) : Débit maximum horaire actuel (2023) des différentes zones concernées par l'étude	21
Tableau (II.15) : Débit maximum horaire futur (2053) des différentes zones concernées par l'étude	22
Tableau (II.16) : Variation des valeurs de β_{min}	23
Tableau (II.17) : Débit minimum horaire actuel (2023) des différentes zones concernées par l'étude	23
Tableau (II.18) : Débit minimum horaire futur (2053) des différentes zones concernées par l'étude	24
Tableau (III.1) : Variation du résidu dans le réservoir du Sahel	31
Tableau (III.2) : Variation du résidu dans les réservoirs de Melbou	32
Tableau (III.3) : Variation du résidu dans le réservoir de Nacer.....	33
Tableau (III.4) : Variation du résidu dans le réservoir de Ighil-Ahmal	34
Tableau (III.5) : Variation du résidu dans le réservoir de Tassefssaft.....	35
Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(02)- R5000m ³ existant	47
Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(03)- R150 m ³	48
Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(00)-SR(01)	49
Tableau (IV.4) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR500 m ³ -R 1000 m ³ ..	50
Tableau (IV.5) : Calcul du bilan SR(00) à SR(01)	50
Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon SR(01)-SR(02)	51
Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR01-SR02).....	51
Tableau (IV.8) : Calcul du bilan (SR01-SR02)	51
Tableau (IV.9) : Calcul des pertes de charges totales des tronçons SR02-SR03.....	52
Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR02-SR03.....	52
Tableau (IV.11) : Calcul du bilan SR02-SR03	53
Tableau (IV.12) : Calcul des pertes de charges totales du tronçons SR03-réservoir 250 m ³ ..	53
Tableau (IV.13) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR03-Réservoir 250 m ³)	53
Tableau (IV.14) : Calcul du bilan(SR03)à-(Réservoir 250 m ³)	53
Tableau (IV.15) : diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée	54
Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	65

Tableau (V.2) : Caractéristiques des tronçons hydrauliques	81
Tableau (V.3) : Valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon du système	81
Tableau (V.4) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air	85
Tableau (V.5) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air	85
Tableau (VI.1) : Débit de pointe du réseau	93
Tableau (VI.2) : Débit spécifique et débits de route de la zone de Sahel	95
Tableau (VI.3) : débit aux nœuds de la zone de Sahel	96
Tableau (VI.4) : Etat des nœuds du réseau sans réduction du diamètre	98
Tableau (VI.5) : Résultats de simulation avec réduction du diamètre	100

Introduction générale

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Depuis le long des temps, avoir accès à une eau pure et sans contaminants et avec des quantités adéquates, était au centre des préoccupations des civilisations ; afin d'assurer les besoins essentiels de leurs citoyens et garantir un progrès économique et social. Répondre aux besoins en eau potable reste un défi véritable à notre temps présent, car l'eau représente un pilier majeur de développement mondial.

La pénurie d'approvisionnement en eau potable dans plusieurs régions se font plus récurrentes et commencent à peser sur le quotidien des habitants de notre pays. C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Alimentation en eau potable de localité dépourvue en AEP Melbou (W,Béjaia) qui consiste à garantir l'alimentation en eau potable des villages faisant partie de la commune de Melbou qui souffrent du problème d'insuffisance du volume d'eau alloué à l'horizon futur de 2053.

La fourniture d'eau potable implique plusieurs étapes, à savoir la collecte, le traitement et la distribution. Le réseau de distribution d'eau potable a pour objectif principal de fournir aux consommateurs une eau qui respecte les normes de qualité, à un prix raisonnable, et de garantir une continuité de service sans interruption.

Pour mettre en place un réseau d'alimentation en eau potable (AEP), il est nécessaire d'évaluer les besoins en eau, identifier les sources d'eau disponibles, déterminer la taille nécessaire des installations, et estimer les coûts associés, incluant les frais de fonctionnement et de maintenance. C'est pour ça nous allons commencer notre travail en présentant la zone d'étude, puis nous nous concentrerons sur l'évaluation des besoins en eau potable en recensant les habitants. Cette étape nous permettra de déterminer le volume quotidien à desservir afin de répondre aux besoins des villages inclus dans notre étude. Ensuite, nous examinerons l'adduction et le calcul hydraulique afin de sélectionner et dimensionner de manière appropriée le réseau d'adduction à concevoir. Cela sera réalisé à travers une étude technico-économique.

Une fois que les diamètres économiques ont été déterminés, une attention particulière sera accordée à deux points cruciaux. Tout d'abord, l'étude du pompage sera réalisée dans le but d'assurer le débit nécessaire entre deux installations, en prenant en compte la hauteur manométrique totale. Cette étude sera effectuée à l'aide d'un logiciel de simulation. Ensuite, l'étude portera sur la protection des conduites de refoulement contre le phénomène du coup de

Introduction Générale

bélier. Enfin la dernière partie du travail sera réservée pour la distribution en dimensionnant les différentes sections de canalisation du réseau en fonction des diamètres optimaux requis.

CHAPITRE I
PRESENTATION
DU SITE

I.1-Introduction :

Dans cette partie de l'étude, nous allons nous concentrer sur la description détaillée du site du projet. Cette description comprendra des informations sur la localisation géographique du site, topographie, climat, géologie, et la situation hydraulique.

I.2 : Situation géographique de Melbou :

Melbou est une commune côtière localisée dans la partie nord-est de la Wilaya de Béjaïa. Elle fait partie administrativement à la daïra de Souk El Tenine. La commune est bordée au Nord par la mer Méditerranée, à l'Est par la Wilaya de Jijel, à l'Ouest par la commune de Souk El Tenine et Darguina, et au Sud par la commune de Tamridjet. Cette commune s'étend sur une superficie de 47,47 km². La commune de Melbou située à environ 3,3 km au nord-ouest du chef-lieu de la daïra de Souk El Tenine, tandis que la distance avec la wilaya est de 37,8km.



Figure (I-1): Situation géographique de la commune de Melbou [16]

I.3-Situation topographique

Le Chef-Lieu Melbou se divise en deux zones distinctes en termes de relief :

La première zone, qui occupe plus de 80 % de la superficie du chef-lieu, présente un terrain relativement plat. Son altitude maximale atteint 25 mètres, et la pente moyenne n'excède pas 15 %. La deuxième zone, située au sud du chef-lieu, se caractérise par un relief montagneux. Elle atteint une altitude maximale de 113 mètres et présente une pente moyenne assez prononcée, atteignant 28 %.

I.4 : Situation climatique

La région présente un climat méditerranéen avec une influence combinée de la mer et de la montagne. L'étage bioclimatique de la région est presque humide, selon les études climatologiques préalables et les données recueillies auprès des services de la météorologie.

I.4.1. Pluviométrie :

La moyenne des pluies enregistrée durant la période 2017/2018.

Le tableau ci-dessous montre la variation ;

Tableau I.1 : moyenne mensuelle des précipitations 2017/2018

Mois	Jan	Fev	Mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sep	oct	nov	dec
Pluviométrie(mm)	55,1	138,8	34,5	73,5	81,5	34	0,4	0,2	7,7	159	67,5	116,9

On remarque une grande concentration des pluies en période hivernale, talque la précipitation maximale est de 138.8mm en mois de février, et la précipitation minimale est de 0.2mm en mois de aout.

I.4.2. Température

La ville de Melbou connaît les caractéristiques du climat méditerranéen, avec des températures élevées en été et basses en hiver. En août, la température maximale atteint généralement entre 28 et 30 degrés Celsius. En revanche, la température minimale est enregistrée en janvier et varie entre 8 et 12 degrés Celsius. La moyenne annuelle de température dans cette région est de 22,9 degrés Celsius. Ce climat méditerranéen modéré crée des étés chauds et secs, ainsi que des hivers doux et humides.

I.4.3. Les vents

Les vents prédominants dans cette région proviennent principalement du quadrant nord. Pendant la période hivernale, leur fréquence maximale est observée dans la direction nord-ouest. En revanche, pendant l'été, ce sont les vents du nord-est qui revêtent une importance particulière.

I.5 : Situation géologique

La commune de Melbou est située dans une région qui présente des caractéristiques géologiques distinctes. Au nord, il y a une plaine littorale qui possède un fort potentiel agricole et touristique. Au sud, on trouve une zone montagneuse accidentée formée principalement de calcaire. En ce qui concerne les infrastructures de transport, la commune d'Aokas bénéficie d'un réseau routier très dense. Elle est reliée à la commune de Bejaia par la route nationale RN 29. À partir de l'intersection de la commune de Souk El Tenine, on peut accéder à diverses localités.

En résumé, la commune de Melbou présente une combinaison de plaines littorales fertiles et de zones montagneuses accidentées. Elle est bien desservie par un réseau routier étendu qui la relie à d'autres régions, dont la commune de Bejaia et la wilaya de Jijel.

I.6 : Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de Melbou est caractérisé par des cours d'eau permanents et intermittents, ainsi que par des sources naturelles.

Le principal cours d'eau de la commune est l'oued Isser, qui prend sa source dans les montagnes avoisinantes et se jette dans la mer Méditerranée. L'oued Isser est alimenté par de nombreux affluents, dont les plus importants sont l'oued Boussiaba et l'oued Tizert. Ces deux affluents prennent leur source dans les montagnes de Melbou et sont également alimentés par des sources naturelles.

Conclusion :

Ce chapitre nous donne un aperçu des caractéristiques techniques des communes de Melbou et de leur potentiel hydraulique. La mobilisation de ces derniers se fera en fonction des besoins de la population, ce qui fera l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE II

Estimation des Besoin en eau

II.1 .Introduction :

Afin d'assurer un développement durable et une planification visionnaire pour le secteur d'alimentation en eau potable de localité Melbou, il est important d'estimer les besoins en eau potable en fonction de l'évolution de sa population à différents horizons temporels. Cette estimation prend en compte plusieurs facteurs qui peuvent influencer la demande en eau, tels que la croissance démographique actuelle et future de la commune.

II.2. Estimation des besoins en eau de la population

II.2.1.Les besoin actuels :

II.2.1.1. Estimation de la population actuelle :

Nous avons révélé la population de la commune de Melbou en nous éclairant sur les données fournies par les services technique de l'APC de Melbou [1] ; selon les derniers recensements RGPH 2022 ; le nombre d'habitant de Melbou est de 13480, et la population de la zone concernée d'étude dans cette commune est de 7700 habitant. L'ONS (L'Office National des Statistiques) a retenu un taux d'augmentation de 1,5 % pour estimer l'évolution de la population pour la commune. La croissance démographique dans notre pays suit la loi des intérêts composés, également connue sous le nom de loi des accroissements géométriques. Cette loi décrit comment la population augmente de manière exponentielle au fil du temps, en utilisant la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 \times (1+T)^n \quad (II.1)$$

P_n : Population prévisionnelle à l'horizon 2053 ;

P₀ : Population de l'année de référence 2023 ;

T : Taux d'accroissement de la population =1.5 % ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Le tableau (II.1) ci-dessous présente les projections de l'évolution de la population jusqu'en 2053 de Melbou

Tableau(II.1) : Estimation de la population à l'horizon futur(2053) de la commune deMelbou (zone d'étude)

Localité	Taux d'accroissement	Année de référence	Horizon
		2023	2053
Melbou centre	1,5%	4500	7033
Quartier ait bouhefane		700	1095
Tasefsaft		1000	1563
Sahel		1500	2344
Total		7700	12035

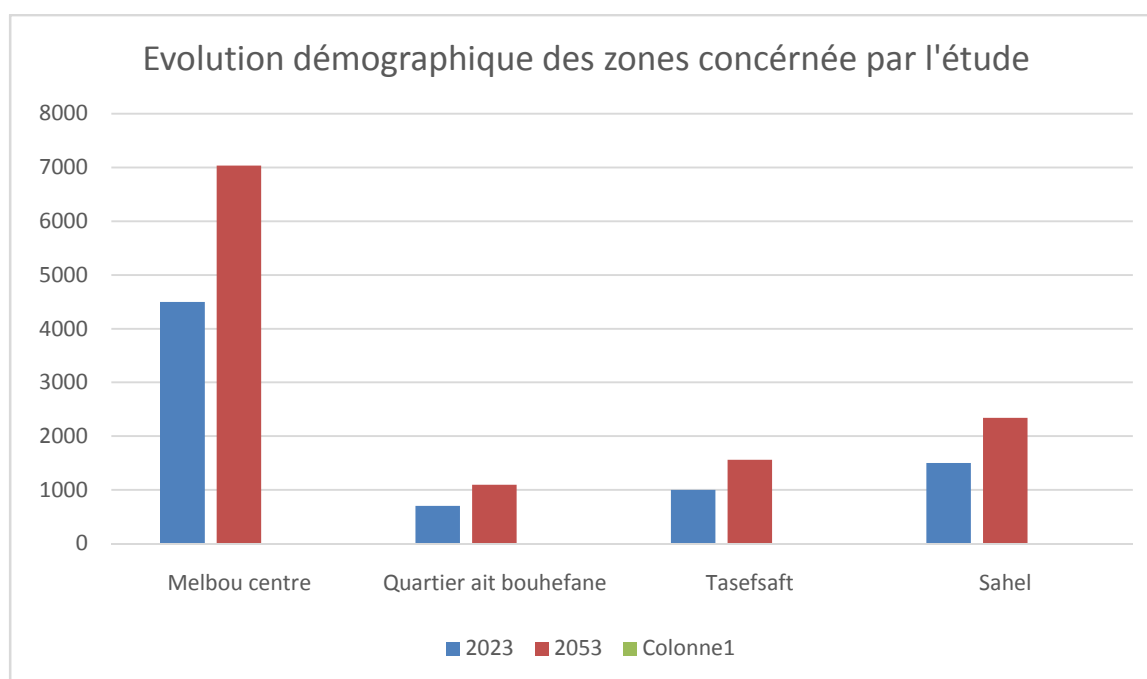


Figure (II.1): Evolution démographique des zones d'étude pour les horizons considérés

II.2.2. Dotation

Il est difficile d'avoir une estimation précise de la quantité d'eau requise pour satisfaire les différents besoins en eau, car cela dépend de nombreux facteurs qui varient dans le temps et d'une agglomération à une autre. Les besoins en eau dépendent également de facteurs tels que le climat, les habitudes de la population, le type d'agglomération, le niveau d'équipement et la catégorie de consommateurs.

À titre indicatif, voici quelques dotations qui pourraient être considérées :[2]

- Zones rurales et villes de 5000 à 20 000 habitants : 150 à 200 litres/jour/habitant ;
- Les villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres/jour/habitant ;
- Les villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres/jour/habitant ;

Afin de garantir un confort et un niveau de vie adéquat, la dotation moyenne selon le service de l'APC de Melbou est de l'ordre de 150 litres/jour/habitant.[2]

II.2.3. Consommation moyenne journalière $Q_{moy.j}$:

La consommation moyenne journalière pour une population est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum (q \times \frac{Ni}{1000}) \quad (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière des habitants (m³ /j) ;
- q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- Ni : Nombre d'habitants.

II.3. Les différents types de besoins :

II.3.1. Besoins domestiques :

On peut estimer les besoins en eaux des différentes zones concernées par l'étude par la relation suivante :

$$\text{Besoin en eau (l/j)} = \text{nombre d'habitant} \times \text{la dotation (l/j/habitant)} \quad (II.3)$$

Les résultats des besoins domestiques des zones d'étude concernées sont regroupés dans le tableau (II.2) ci-après :

Tableau(II.2) : Besoin domestique du commune Melbou (zone d'étude)

Localité	Nombre d'habitant		Besoin (m ³ /j)		Besoin (L/s)	
	2023	2053	2023	2053	2023	2053
Melbou centre	4500	7033	675	1054	7,8125	12,22
Quartier ait bouhefane	700	1095	105	164,25	1,22	1,9
Tasefsaft	1000	1563	150	234,45	1,74	2,71
Sahel	1500	2344	225	351,6	2,6	4,07
Total	7700	12035	1155	1804,3	13,3725	20,9

II.3.2. Besoins scolaires :

Les résultats des besoins scolaires des zones d'étude concernées sont regroupés dans le tableau (II.3) ci-après :

Tableau (II .3):Besoin scolaire du commune Melbou (zone d'étude)

Localité	Équipements	Effectifs	Dotation (L/J/eff)	Besoin (m ³ /J)	Besoin (L/s)
Melbou centre	1Primaire	543	10	5,43	0,063
	1lycée	723		7,23	0,084
Tasefsaft	1Primaire	51		0,51	0,006
Total				13,17	0,153

II.3.3. Besoins sanitaires :

Les résultats des besoins sanitaires des zones d'étude concernées sont regroupés dans le tableau (II.4) ci-après :

Tableau(II.4) : Besoin sanitaire du commune Melbou (zone d'étude)

Localité	Équipements	Effectifs	Dotation (L/J/eff)	Besoin (m ³ /J)	Besoin (L/s)
Melbou centre	<i>Polyclinique</i>	60	15	0,9	0,01
Tasefsaft	<i>Salle de soin</i>	10		0,15	0,002
Sahel	<i>Salle de soin</i>	15		0,225	0,003
Total				1,275	0,015

II.3.4. Besoins administratifs

Les résultats des besoins sanitaires des zones d'étude concernées sont regroupés dans le tableau (II.5) ci-après :

Tableau(II.5) : Besoin administratifs du commune Melbou (zone d'étude)

Localité	Équipements	Effectifs	Dotation (L/J/eff)	Besoin (m ³ /J)	Besoin (L/s)
Melbou centre	<i>APC</i>	300	25	7,5	0,087
	<i>POSTE</i>	2		0,05	0,0005
Total				7,55	0,0875

II.3.5. Besoins socioculturels

Les résultats des besoins socioculturels des zones d'étude concernées sont regroupés dans le tableau (II.6) ci-après :

Tableau(II.6) : Besoin socioculturels du commune Melbou (zone d'étude)

Localité	Équipements	Effectifs	Dotation (L/J/eff)	Besoin (m ³ /J)	Besoin (L/s)
Melbou centre, (quartier bouhfane)	1Mosquée	1000	20	20	0,231
	1Stade communal	70	30	2,1	0,024
	1 Stade de proximité	50	30	1,5	0,017
Tasefsaft	1 Stade de proximité	30	30	0,9	0,01
Total				24,5	0,435

II.3.6. Besoins cheptels

Les résultats des besoins cheptels sont regroupés dans le tableau (II.7) ci-dessous

Tableau (II.7) : Besoins cheptels des différentes zones concernées par l'étude

Localités	Cheptels	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Melbou centre	Bovin	20	40	0,8	0,0009
	Ovin	62	10	0,26	0,003
	Caprin	56	10	0,56	0,006
	Volailles	1300	1	1,3	0,015
Tasefsaft	Bovin	30	60	1,8	0,02
	Ovin	75	10	0,75	0,008
	Caprin	112	10	1,12	0,013
	Volailles	2000	1	2	0,023
Sahel	Bovin	40	60	2,4	0,028
	Ovin	59	10	0,59	0,007
	Caprin	150	10	1,5	0,017
	Volailles	2500	1	2,5	0,028
Total				15,58	0,169

II.4. Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur

Afin d'estimer les besoins d'équipements à l'horizon 2053, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoins domestiques en appliquant la formule ci-dessous :

$$(Q_{\text{équip, actuel}}/Q_{\text{dom, actuel}}) = (Q_{\text{équip, futur}}/Q_{\text{dom, futur}}) \text{ (II.4)}$$

Avec :

- **Q_é** : Besoins d'équipements en 2023 (m³/j) ;

- **Q_é** : Besoins d'équipements en 2053 (m³/j) ;

- , : Besoins domestiques en 2023 (m³/j) ;

- , : Besoins domestiques en 2053 (m³/j).

Les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont assemblées dans le tableau (II.8) ci-après

Tableau (II.8) : Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes zones concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur de la commune de Melbou

Localités	Secteurs	Besoins en eau actuels 2023 en (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2053 en (m ³ /j)
<i>Melbou centre</i>	<i>Domestique</i>	675	1054
	<i>Scolaire</i>	12,66	19,77
	<i>Sanitaire</i>	0,9	0,14
	<i>Administratif</i>	7,55	11,79
	<i>sociculturel</i>	23,6	36,85
	<i>cheptel</i>	2,92	4,56
Q_{dom}+Q_{équi} (m³/j)		722,63	1127,11
Quartier bouhefane	<i>Domestique</i>	105	164,25
	<i>Scolaire</i>	-	-
	<i>Sanitaire</i>	-	-
	<i>Administratif</i>	-	-
	<i>sociculturel</i>	-	-
	<i>cheptel</i>	-	-
Q_{dom}+Q_{équi} (m³/j)		105	164,25
<i>Tasefsaft</i>	<i>Domestique</i>	150	234,45
	<i>Scolaire</i>	0,51	0,79
	<i>Sanitaire</i>	0,15	0,23
	<i>Administratif</i>	-	-
	<i>sociculturel</i>	0,9	1,4
	<i>cheptel</i>	5,67	8,82
Q_{dom}+Q_{équi} (m³/j)		157,23	245,69
<i>Sahel</i>	<i>Domestique</i>	225	351,6
	<i>Scolaire</i>	-	-
	<i>Sanitaire</i>	0,225	0,36
	<i>Administratif</i>	-	-
	<i>sociculturel</i>	-	-
	<i>cheptel</i>	6,99	10,93
Q_{dom}+Q_{équi} (m³/j)		232,215	362,89
<i>Total</i>		1217,075	1899,94

II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{majoré.j}$

Le sous-dimensionnement des réseaux est un problème courant causé par les fuites qui se produisent à différents niveaux du réseau en raison de facteurs tels que l'âge, l'état du réseau et l'efficacité du service de maintenance. Afin d'éviter des insuffisances dans les consommations moyennes journalières, il est prévu d'augmenter la capacité des réseaux en ajoutant une majoration. Cette majoration vise à compenser les pertes dues aux fuites et à assurer un approvisionnement en eau suffisant pour répondre aux besoins de la population. La majoration peut être définie de la manière suivante :

$$Q_{majoré.j} = m \times Q_{moy.j} \text{ (II.5)}$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m³/j) ;
- $Q_{majoré.j}$: Débit moyen journalier majoré (m³/j) ;
- m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien, les valeurs de m sont :

- Réseau bien entretenu : $m=1.2$;
- Réseau moyennement entretenu : $m=1.25$ à 1.35 ;
- Réseau mal entretenu : $m>1.5$.

Dans cette étude, une majoration de 20% (soit $m=1.2$) a été appliquée car il s'agit d'un nouveau réseau. Les données résultantes de cette majoration de la consommation moyenne journalière pour les différentes zones étudiées sont présentées dans le tableau (II.8) ci-dessous.

Tableau (II.9) : Majoration de la consommation moyenne actuelle et future des différentes zones concernées par l'étude de la commune Melbou

Localités	$Q_{dom} + Q_{equi}(m^3/j)$		$Q_{maj.j}(m^3/j)$	
	2023	2053	2023	2053
Melbou centre	722,63	1127,11	867,156	1352,532
Quartier ait bouhefane	105	164,25	126	197,1
Tasefsaft	157,23	234,82	188,676	281,784
Sahel	232,215	362,89	278,658	435,468
Total	1217,075	1899,94	1460,49	2279,928

II.6. Débit maximum journalier $Q_{max.j}$

Le débit mentionné correspond à la consommation d'eau maximale enregistrée durant la journée la plus chargée de l'année. Il est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{majoré.j} \text{ (II.6)}$$

Avec :

- **Q_{max.j}** : Débit maximum journalier (m³/j) ;
- **Q_{majoré.j}** : Débit moyen journalier majoré (m³/j) ;
- **K_{max.j}** : Le coefficient d'irrégularité maximale dépend de la taille de l'agglomération et varie entre 1,1 et 1,3. Dans notre situation, l'agglomération est d'une taille moyenne, donc la valeur de K_{max.j} est de 1,2.

De là:

$$Q_{\max.j} = 1.2 \times Q_{\text{majoré.j}}$$

Les résultats du débit maximum journalier sont regroupés dans les tableaux (II.9) ci-dessous.

Tableau (II.10) : Débit maximum journalier des différentes zones concernées par l'étude de la commune de Melbou

Localités	Q _{maj.j} (m ³ /j)		Q _{max.j} (m ³ /j)	
	2023	2053	2023	2053
Melbou centre (quartier bouhessane)	867,156	1352,532	1040,6	1623
Quartier ait bouhefane	126	197,1	151,2	236,52
Tasefsaft	188,676	281,784	226,4	338,1408
Sahel	278,658	435,468	334,39	522,56
Total	1460,49	2279,928	1752,588	2735,9136

II.7. Débit minimum journalier Q_{min.j}

Le débit minimum journalier peut être calculé par la formule :

$$Q_{\min.j} = K_{\min.j} \times Q_{\text{majoré.j}} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- **Q_{min.j}** : Débit minimum journalier (m³/j) ;
- **Q_{majoré.j}** : Débit moyen journalier majoré (m³/j) ;

Le coefficient K_{min.j} permet de déterminer combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne.

On obtient le coefficient K_{min.j} en effectuant le rapport suivant [3]

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy.j}}}$$

La valeur K_{min.j} varie de **0,7 à 0,9**.

Pour notre cas on prend $K_{min,j} = 0.8$

De la

$$Q_{min,j} = 0.8 \times Q_{majoré,j}$$

Les résultats du débit minimum journalier sont regroupés dans les tableaux (II.19) et (II .20) ci-dessous.

Tableau (II.11) : Débit minimum journalier des différentes zones concernées par l'étude de la commune de Melbou

Localités	Qmaj.j (m ³ /j)		Qmin.j(m ³ /j)	
	2023	2053	2023	2053
Melbou centre	867,156	1352,532	963,7248	1082,03
Quartier ait bouhefane	126	197,1	100,8	157,68
Tasefsaft	188,676	281,784	150,95	225,43
Sahel	278,658	435,468	222,93	348,37
Total	1460,49	2279,928	1168,4	1823,94

II.8. Débit moyen horaire Qmoy.h

La consommation moyenne horaire est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = Q_{maxj} / 24 \quad (II.8)$$

Avec :

- **Qmoy.h** : Débit moyen horaire (m³/h) ;
- **Qmax .j** : Débit maximum journalier (m³/j).

Les résultats du débit moyen horaire sont regroupés dans les tableaux (II.11) ci-après.

Tableau (II.12) : Débit moyen horaire des différentes zones concernées par l'étude de la commune de Melbou

Localités	Qmax.j(m ³ /j)		Qmoy.h(m ³ /h)	
	2023	2053	2023	2053
Melbou centre	1040,6	1623	43,36	67,625
Quartier ait bouhefane	151,2	236,52	6,3	9,855
Tasefsaft	226,4	338,1408	9,43	14,09
Sahel	334,39	522,56	13,93	21,77
Total	1752,588	2735,9136	73,02	114

II.9. Débit maximum horaire Qmax.h

Le niveau de consommation d'eau au cours des 24 heures peut varier et mesuré par le coefficient d'irrégularité kmax.h. Ce coefficient peut être subdivisé en deux autres coefficients, qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération tel que :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times (Q_{max.j}/24) \quad (II.9)$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (m³/h) ;
- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ;
- $K_{max.h}$: Coefficient de variation maximale horaire.

De la :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.10)$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1.2 et 1.3, on prend $\alpha_{max} = 1.2$ (tenant compte de la nature de la région qui est rurale).
- β_{max} : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant et qui est représenté dans le tableau (II.23) ci-dessous.

Tableau (II.13) : Variation des valeurs de β_{max}

Nombre d'habitant × (10 ³)	< 1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Valeurs de β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	10,3	1

Les valeurs de β_{max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II.12) ci-dessus.

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

Les valeurs de $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon actuel (2023) et futur (2053) sont représentées respectivement dans les *tableaux (II.13) et (II.14) ci-dessous*

Tableau (II.14) : Débit maximum horaire actuel (2023) des différentes zones concernées par l'étude de la commune Melbou

Localités	Nombre d'habitant	α_{max}	Bmax	Kmax.h	$Q_{moy.h}(m^3/h)$	$Q_{max.h}(m^3/h)$
Melbou centre (quartier bouhessane)	4500	1,2	1,48	2,4	43,36	104,064
Quartier ait bouhefane	700		2	2,4	6,3	15,12
Tasefsaft	1000		2	2,4	9,43	22,632
Sahel	1500		2	2,4	13,93	33,432

Tableau (II.15) : Débit maximum horaire futur (2053) des différentes zones concernées par l'étude de la commune Melbou

Localités	Nombre d'habitant	α_{max}	Bmax	Kmax.h	Q _{moy,h} (m ³ /h)	Q _{max,h} (m ³ /h)
Melbou centre	7033	1,2	1,37	1,644	67,625	111,1755
Quartier ait bouhefane	1095		1,9	2,28	9,855	22,4694
Tasefsaft	1563		1,78	2,136	14,09	30,1
Sahel	2344		1,63	1,956	21,77	42,6

II.10. Débit minimum horaire Q_{min.h}

Le débit minimum horaire s'exprime avec la formule suivante :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} \times (Q_{max.j}/24) \quad (II.11)$$

Avec :

- **Q_{min.h}** : Débit minimum horaire (m³/h) ;
- **Q_{max.j}** : Débit maximum journalier (m³/j) ;
- **K_{min.h}** : Coefficient de variation minimale horaire. Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, il peut être exprimé par la formule suivante [3] :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (II.12)$$

Avec :

- **α_{min}** : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.4$ (tenant compte de la nature de la région qui est rurale).
- **β_{min}** : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population et qui est représenté dans le tableau (II.16) ci-dessous.

Tableau (II.16) : Variation des valeurs de β_{min}

Nombre d'habitant $\times (10^3)$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	$>10^3$
Valeurs de β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Les valeurs de β_{min} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II. 16) ci-dessus.

Les valeurs de **Q_{moy.h}** et **Q_{min.h}** pour l'horizon actuel (2023) et futur (2053) sont représentées respectivement dans les tableaux (II.16), (II.17) ci-après.

Tableau (II.17) : Débit minimum horaire actuel (2023) des différentes zones concernées par l'étude commune de Melbou

Localités	Nombre d'habitant	α_{min}	Bmin	Kmin.h	Q _{moy.h} (m ³ /h)	Q _{min.h} (m ³ /h)
Melbou centre (quartier bouhessane)	4500	0,4	1,56	0,624	43,36	27
Quartier ait bouhefane	700		0,1	0,04	6,3	0,252
Tasefsaft	1000		0,1	0,04	9,43	0,38
Sahel	1500		0,1	0,04	13,93	0,56

Tableau (II.18) : Débit minimum horaire futur (2053) des différentes zones concernées par l'étude commune de Melbou

Localités	Nombre d'habitant	α_{min}	Bmin	Kmin.h	Q _{moy.h} (m ³ /h)	Q _{min.h} (m ³ /h)
Melbou centre	7033	0,4	0,29	0,116	67,625	7,84
Quartier ait bouhefane	1095		0,1	0,04	9,855	0,40
Tasefsaft	1563		1,56	0,624	14,09	8,80
Sahel	2344		0,1	0,04	21,77	0,87

CONCLUSION

La détermination des besoins en eau potable prévus pour la zone d'étude d'ici 2053 sera essentielle pour évaluer les capacités idéales des réservoirs d'eau et pour dimensionner adéquatement notre réseau. Cette approche vise à garantir le bon fonctionnement du système et à assurer un approvisionnement suffisant en eau.

Les débits maximums journaliers actuels (2023) et à l'horizon futur (2053), sont respectivement de 1217,075 m³/j et 1899,94 m³/j.

CHAPITRE III
Les réservoirs

III.1 Introduction [3]

Un réservoir d'eau est un récipient étanche de diverses capacités conçu pour stocker de l'eau provenant de différentes sources, telles que l'eau de pluie ou l'eau du réseau de distribution. Selon sa conception, le réservoir peut être utilisé à des fins alimentaires ou non.

III.2. Emplacement géographique de réservoir

Le choix de l'emplacement des réservoirs dépend de l'altitude de la zone à desservir. Il faut concevoir des systèmes d'approvisionnement en eau qui assurent des pressions suffisantes pour les abonnés tout en optimisant les coûts.

Il est préférable de localiser le réservoir le plus proche possible de la zone urbaine à desservir, de préférence à la limite de cette zone. Le débit horaire maximal doit être calculé en utilisant un coefficient de pointe appliqué sur le débit horaire moyen de consommation. Comme la perte de charge est plus importante sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction, la distance entre le réservoir et l'agglomération doit être minimisée pour réduire la hauteur de la colonne d'eau et ainsi diminuer la quantité d'énergie nécessaire pour le pompage. En conséquence, si le réservoir est éloigné de l'agglomération, il doit être placé à une altitude plus élevée pour maintenir une pression suffisante, ce qui nécessite une plus grande quantité d'énergie pour le pompage.

III.3. Caractéristiques de réservoir

Lors de la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être sélectionnés de manière à garantir :

♦ **Résistance:** Le réservoir doit être conçu pour résister aux forces et aux contraintes qui s'exercent sur lui de manière équilibrée dans toutes ses parties.

♦ **Étanchéité:** Il est nécessaire que les parois du réservoir soient imperméables pour empêcher les pertes d'eau.

♦ **Durabilité:** Le réservoir doit être construit avec un matériau durable qui conserve ses propriétés d'origine même en étant en contact avec l'eau pendant une longue période de temps

III.4. Les équipements d'un réservoir [4]

Un réservoir doit être équipé de plusieurs éléments pour assurer son fonctionnement correct et efficace, tels que :

- ♦ D'une conduite d'adduction ;
- ♦ D'une conduite de distribution ;
- ♦ D'une conduite de trop plein ;
- ♦ D'une conduite de vidange ;
- ♦ De la conduite de by-pass.

Un réservoir doit être équipé ainsi d'un système de mesure de la quantité d'eau disponible pour la lutte contre les incendies.

♦Conduite d'adduction :

Il est nécessaire de prévoir un dispositif d'obturation à l'extrémité de la conduite d'adduction là où elle débouche dans le réservoir, de sorte qu'il puisse se fermer automatiquement lorsque l'eau atteint son niveau maximal dans la cuve.

-Si l'adduction d'eau est de type gravitaire, il convient d'utiliser un robinet flotteur pour l'obturation.

-Dans le cas où l'adduction d'eau se fait par refoulement, il est nécessaire de mettre en place un dispositif qui permette de couper l'alimentation du moteur lorsque le réservoir est rempli à son niveau maximal.

♦Conduite de distribution :

Il est recommandé de positionner le départ de la conduite de refoulement environ 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier du réservoir pour éviter l'introduction de boues ou de sables dans le système de distribution d'eau, car ils pourraient éventuellement se décanter dans la cuve du réservoir. Il est recommandé de laisser un espace libre d'au moins 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite pour faciliter le brassage de l'eau en cas de baisse maximale du niveau. De plus, le départ de la conduite doit être situé à l'opposé de l'arrivée. Un robinet-vanne doit être installé sur le départ pour permettre un contrôle et une régulation appropriés.

♦La conduite de trop plein :

Pour éviter toute pollution ou introduction d'animaux dans le réservoir, il est nécessaire de veiller à ce que la canalisation de trop-plein soit dirigée vers un exutoire voisin sécurisé lorsque l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes. Cela permettra d'évacuer l'excès d'eau en toute sécurité sans compromettre la qualité de l'eau du réservoir ni permettre l'accès aux animaux indésirables. Un siphon avec une garde d'eau suffisante crée un joint hydraulique pour empêcher la contamination et l'intrusion indésirable dans le réservoir.

♦Conduite de vidange :

Une conduite de vidange équipée d'un robinet-vanne est installée au bas du réservoir et généralement connectée à la conduite de trop-plein. Cette conduite de vidange est essentielle pour effectuer le nettoyage, l'inspection et les éventuelles réparations du réservoir.

♦ Conduite de bay-basse :

Le bay-basse est un dispositif de liaison entre la conduite d'amenée d'eau et la conduite de départ. Le bay-basse assure la continuité de la distribution d'eau pendant la vidange ou la réparation du réservoir, assurant ainsi un approvisionnement ininterrompu en eau pendant les travaux.

♦ Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Afin de garantir une réserve d'eau destinée à la lutte contre les incendies, il est impératif de la rendre inutilisable pour un usage courant et de la rendre accessible uniquement par le biais d'une vanne spéciale en cas de besoin. Pour ce faire, deux solutions sont généralement utilisées.

- Le système à de prises.

- *Le système à siphon.*

III.5. Classification des réservoirs

Différents types de réservoirs peuvent être distingués, notamment :

➤ En fonction des matériaux utilisés :

- Les réservoirs métalliques;

- Les réservoirs en maçonneries;

- Les réservoirs en béton armée, ordinaire ou précontraint.

➤ En fonction de leur emplacement, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés;

- Semi-enterrés;

- Surélevé, sur tour.

➤ En ce qui concerne les considérations esthétiques, les réservoirs peuvent être :

- Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;

- Soit s'intégrer au paysage.

➤ En ce qui concerne la forme, les réservoirs peuvent être :

- *Rectangulaire ou carré* : Les réservoirs de forme rectangulaire ou carrée sont généralement utilisés pour les grandes capacités. Ils sont construits en béton armé ou précontraint et permettent une compartimentation facile pour assurer une distribution continue.

- *Circulaire* : Les réservoirs de forme circulaire sont privilégiés pour les capacités plus petites. Ils sont généralement construits en béton armé.

III.6. Critères retenus dans un choix de réservoir

III.6.1 Les critères généralement pris en compte pour les choix comprennent :

- Les considérations économiques
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les options d'intégration dans le réseau existant et les possibilités de modification future sont également prises en compte.

III.7. Qualité de l'eau dans les réservoirs :

Pour maintenir la qualité de l'eau lorsqu'elle traverse un réservoir, il est recommandé de prendre les mesures suivantes :

- Il est important de garantir l'intégrité structurelle du réservoir, en veillant à ce que la terrasse, le radier et les parois du réservoir au sol ou semi-enterré soient bien étanches.
- Il est essentiel de prendre des mesures pour assurer une protection adéquate des entrées d'air telles que les ventilations et les trop-pleins, afin de les préserver contre l'intrusion de poussière, d'insectes et d'animaux indésirables.
- Il est recommandé d'effectuer un nettoyage du réservoir au moins une fois par an pour maintenir sa qualité.
- Il est préférable de réduire l'exposition à la lumière naturelle à l'intérieur du réservoir autant que possible.

III.8. Rôles des réservoirs :[2]

♦Rôles techniques :

- Ils permettent de rééquilibrer la différence entre l'apport d'eau (par gravité ou par pompage) et la demande de consommation (y compris le débit de pointe et autres besoins).
- Ils servent de réserve pour faire face aux imprévus tels que les ruptures, les pannes de pompes, les réparations et l'extension du réseau.
- Permet de profiter des tarifs d'électricité avantageux pendant la nuit en ayant la possibilité de pomper.
- Assure une distribution régulière de la pression dans le réseau.
- Une partie du volume est dédiée à assurer une réserve d'eau garantissant la lutte contre les incendies.
- Les réservoirs assurent un débit constant, qui à son tour maintient le fonctionnement du pompage.

♦Rôles économiques :

Diminution : des coûts énergétiques et des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.

III.9 .Description du schéma synoptique des réservoirs :

Le chef-lieu Melbou avec ces deux réservoirs existants de capacité 500 m^3 chacun, sont alimentés par adduction gravitaire à partir de réservoir Ighil-ahmal d'une capacité 500 m^3 et une CTN de 324 m ;aussi ce réservoir de Ighil-ahmal garentie une distribution vers la zone de Ait-bouhefane ;ainsi l'eau sera transporté de même réservoir par refoulement au réservoir projeté Tasefsaft d'une capacité 300 m^3 et une CTN de 430,06 m .Ce réservoir de Tasefsaft assure une adduction gravitaire au réservoir de sahel de capacité 150 m^3 , qui à son tour assure une distribution vers la zone de sahel. Le réservoir de Tasefsaft aura le rôle de réservoir transit pour alimenter le réservoir existant de Sidi Nacer qui a une capacité de 250 m^3 et une CTN de 624,07m par refoulement, ce dernier assure une distribution vers la zone de Tasfsaft.

Le schéma synoptique des réservoirs étudiés est illustré sur la figure III-5

Remarque : dans la présente étude on doit :

Vérifier la capacité des réservoirs existants et projetés et on a dimensionné la station de reprise 01.

Vérifier la capacité de réservoir existant Sahel : avec une capacité de 150 m^3 ;

Vérifier la capacité de réservoir existant Chef-Lieu Melbou : avec une capacité de 500 m^3 ;

Vérifier la capacité de réservoir existant Sidi-nacer : avec une capacité de 250 m^3 ;

Vérifier la capacité de réservoir projeté Ighil-ahmal : avec une capacité de 500 m^3 ;

Vérifier la capacité de réservoir projeté Tasefsaft : avec une capacité de 300 m^3 .

III.10. Capacité des réservoirs VT

Le dimensionnement des réservoirs dépend de deux facteurs principaux : le mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et la variation de la demande en eau. Pour assurer l'alimentation urbaine en eau, il est recommandé de dimensionner les réservoirs de manière à pouvoir répondre à la consommation maximale d'une journée, en tenant compte éventuellement de la réserve d'incendie qui doit être disponible en permanence.

Deux méthodes peuvent être utilisées pour calculer la capacité du réservoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III.11. Vérification de la capacité des réservoirs existants :

III.11. 1.Le réservoir de Sahel :

Le réservoir de Sahel est alimenté par la station SR3.IL assure une distribution vers la zone Sahel avec un débit $Q_{max,j}=324(m^3/j)$.

Avec : $K_{max,h}=2.34$

Tableau(III.1) : variation du résidu dans le réservoir du Sahel

heure	Apport(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	4.16	0.75	3.41		3.41
1-2	4.16	0.75	3.41		6.82
2-3	4.16	1	3.16		9.98
3-4	4.16	1	3.16		13.14
4-5	4.16	3	1.16		14.3
5-6	4.16	5.5		-1.34	12.96
6-7	4.16	5.5		-1.34	11.62
7-8	4.16	5.5		-1.34	10.21
8-9	4.17	3.5	0.67		10.95
9-10	4.17	3.5	0.67		11.62
10-11	4.17	6		-1.83	9.79
11-12	4.17	8.5		-4.33	5.46
12-13	4.17	8.5		-4.33	1.13
13-14	4.17	6		-1.83	-0.7
14-15	4.17	5		-0.83	-1.53
15-16	4.17	5		-0.83	-2.36
16-17	4.17	3.5	0.67		-1.69
17-18	4.17	3.5	0.67		-1.02
18-19	4.17	6		-1.83	-2.85
19-20	4.17	6		-1.83	-4.68
20-21	4.17	6		-1.83	-6.51
21-22	4.17	3	1.17		-5.34
22-23	4.17	2	2.17		-3.17
23-24	4.17	1	3.17		0
total	100	100	100		

D’après le tableau ci-dessus, on a :

-Résidu maximal : $P_{max}=|R^+_{max}|+|R^-_{min}|=|+14.3|+|-6.51|=20.81(\%)$.

-Volume total : $V_t=V_r+V_{inc}=\frac{324 \times 20.81}{100}+120=187.424m^3$.

-volume normalisé : $V_n=200m^3$.

Remarque : la capacité Du réservoir de Sahel doit etre de $200m^3$.Elle est supérieur à la capacité du réservoir existant ($150m^3$).Donc, on propose de projeter un réservoir de $50m^3$ qui sera jumelé avec l’ancien.

III.11.2.Le réservoir de Melbou :

Les deux réservoirs de Melbou sont alimenté gravitairement par la station SR2.

Il assure une distribution vers la zone de chef-lieu avec un débit $Q_{MAX.J}=972m^3/j$ et $K_{max.h}=2.02$.

Remarque : la capacité Du réservoir de Sahel doit être de $200m^3$. Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant ($150m^3$). Donc, on propose de projeter un réservoir de $50m^3$ qui sera jumelé avec l'ancien.

Tableau(III.2) : variation du résidu dans les réservoirs de Melbou

heure	Apport(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidus(%)
0-1	4.16	0.75	3.41		3.41
1-2	4.16	0.75	3.41		6.82
2-3	4.16	1	3.16		9.98
3-4	4.16	1	3.16		13.14
4-5	4.16	3	1.16		14.3
5-6	4.16	5.5		-1.34	12.96
6-7	4.16	5.5		-1.34	11.62
7-8	4.16	5.5		-1.34	10.28
8-9	4.17	3.5	0.67		10.95
9-10	4.17	3.5	0.67		11.62
10-11	4.17	6		-1.84	9.78
11-12	4.17	8.5		-4.33	5.45
12-13	4.17	8.5		-4.33	1.12
13-14	4.17	6		-1.84	-0.72
14-15	4.17	5		-0.83	-1.55
15-16	4.17	5		-0.83	-2.38
16-17	4.17	3.5	0.67		-1.71
17-18	4.17	3.5	0.67		-1.04
18-19	4.17	6		-1.84	-2.88
19-20	4.17	6		-1.84	-4.72
20-21	4.17	6		-1.84	-6.56
21-22	4.17	3	1.17		-5.39
22-23	4.17	2	2.17		-3.22
23-24	4.17	1	3.17		-0.05
Total	100	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

-Résidu maximal : $P_{max}=|14.3|+|-6.56|=20.86(\%)$.

-Volume total : $V_t=V_r+V_{inc}=\frac{(20.86*972)}{100}+120=322.759m^3$.

-volume normalisé : $V_n=500m^3$.

Remarque : la capacité de ce réservoir est de $500m^3$ est suffisante pour répondre aux besoins de cette zone .

III.11.3. Le réservoir de Sidi Nacer :

Le réservoir de Sidi Nacer est alimenté par refoulement par la station Sr3 avec un débit de $Q_{\max,j}=452.74\text{m}^3/\text{j}$. Il assure une distribution avec la zone de Tassefssafth avec un débit $Q_{\max,j}=216\text{m}^3/\text{j}$. avec un $K_{\max,h}=2.6$.

La vérification de la capacité de ce réservoir est donné par le tableau ci-dessus :

Tableau(III.3) : variation du résidu dans le réservoir de Sidi Nacer

heure	Apport(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	5	0.6	4.4		4.4
1-2	5	0.6	4.4		8.8
2-3	5	1.2	3.8		12.6
3-4	5	2	3		15.6
4-5	5	3.5	1.5		17.1
5-6	5	3.5	1.5		18.6
6-7	5	4.5	0.5		19.1
7-8	5	10.2		-5.2	13.9
8-9	5	8.8		-3.8	10.1
9-10	5	5.5		-0.5	9.6
10-11	5	4.10	0.9		10.5
11-12	5	4.10	0.9		11.4
12-13	5	3.5	1.5		12.9
13-14	5	3.5	1.5		14.4
14-15	5	4.7	0.3		14.7
15-16	5	6.2		-1.2	13.5
16-17	5	10.4		-5.4	8.1
17-18	5	9.4		-4.4	3.7
18-19	0	7.3		-7.3	-3.6
19-20	0	1.6		-1.6	-5.2
20-21	0	1.6		-1.6	-6.8
21-22	0	1		-1	-7.8
22-23	5	6		-1	-8.8
23-24	5	6		-1	-9.8
Total	100	100			

D'après le tableau ci-dessus, on a :

-Résidu maximal : $P_{\max}=|19.1|+|-9.8|=28.9\%$.

-volume total : $V_t=V_r+v_{inc}=\frac{(28.9+452.74)}{100}+120=124.82\text{m}^3/\text{j}$.

-Volume normalisé : $V_n=200\text{m}^3/\text{j}$.

Remarque : la capacité du réservoir de Sidi Nacer est ainsi suffisante .

III.12. La vérification de la capacité des réservoirs projetés :

III.12.1. Le réservoir de Ighil-Ahmal :

Le réservoir de Ighil-Ahmal est alimenté par refoulement par la station SR2 . Il assure un transfert de $Q_{\max,j}=776.74\text{m}^3/\text{j}$ vers le réservoir de Tassefssafth, un transfert de $Q_{\max,j}=972\text{m}^3/\text{j}$

vers les deux réservoirs de Melbou et une distribution de $Q_{\max,j}=151.2\text{m}^3/\text{j}$ vers la zone de Ait Bouhfane avec $K_{\max,h}=2.6$. la vérification de la capacité de ce réservoir est donné par le tableau ci-dessus :

Tableau(III.4) : variation du résidu dans le réservoir de Ighil-Ahmal

heure	Apport(%)	Adduction1(%)	Adduction2(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidus(%)
0-1	5	2.1316	2.044	0.048	0.776		0.776
1-2	5	2.1316	2.044	0.048	0.776		1.552
2-3	5	2.1316	2.044	0.096	0.728		2.28
3-4	5	2.1316	2.044	0.159	0.665		2.945
4-5	5	2.1316	2.044	0.279	0.545		3.49
5-6	5	2.1316	2.044	0.279	0.545		4.035
6-7	5	2.1316	2.044	0.358	0.466		4.501
7-8	5	2.1316	2.044	0.812	0.012		4.513
8-9	5	2.1317	2.044	0.7	0.124		4.637
9-10	5	2.1317	2.044	0.517	0.307		4.944
10-11	5	2.1317	2.044	0.326	0.498		5.442
11-12	5	2.1317	2.044	0.326	0.498		5.94
12-13	5	2.1317	2.044	0.279	0.545		6.485
13-14	5	2.1317	2.044	0.279	0.545		7.03
14-15	5	2.1317	2.044	0.374	0.45		7.48
15-16	5	2.1317	2.044	0.494	0.33		7.81
16-17	5	2.1317	2.044	0.828		-0.0036	7.806
17-18	5	2.1317	2.044	0.748	0.0764		7.882
18-19	0	2.1317	0	0.581	1.551		9.434
19-20	0	2.1317	0	0.127	2.005		11.439
20-21	0	2.1317	0	0.127	2.005		13.444
21-22	0	2.1317	0	0.08	2.052		15.496
22-23	5	2.1317	2.044	0.048	0.776		16.272
23-24	5	2.1317	2.044	0.048	0.776		17.048
Total	100	51.16	40.88	7.96			

D'après le tableau ci-dessus, on a :

-Résidu maximal : $P_{\max}=|17.048|+|-0.0036|=17.05\%$.

-Volume total : $V_t=V_r+V_{\text{inc}}=((1899.94*17.05)/100)+120=443.94\text{m}^3$.

-Volume normalisé : $V_n=500\text{m}^3$.

Remarque : La capacité de réservoir d'Ighil-Ahmal est ainsi suffisante.

III.12.2.Le réservoir de Tassefssaft :

Dans le présent cas le réservoir de Tassefssaft est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise SR3 avec un débit $Q_{\max,j}=776.74\text{m}^3/\text{j}$. Il assure une adduction gravitaire vers le réservoir de Sahel avec un $Q_{\max,j}=324\text{m}^3/\text{j}$ et une adduction par refoulement vers le réservoir de Sidi Nacer avec un $Q_{\max,j}=452.74\text{m}^3/\text{j}$.

La vérification de la capacité de ce réservoir est donnée par le tableau ci-dessus :

Tableau(III.5) : variation du résidu dans le réservoir de Tassefssaft

heure	Apport(%)	Adduction(%)	Adduction(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	5	1.737	2.9145	0.3485		0.3485
1-2	5	1.737	2.9145	0.3485		0.697
2-3	5	1.737	2.9145	0.3485		1.0455
3-4	5	1.737	2.9145	0.3485		1.394
4-5	5	1.737	2.9145	0.3485		1.7425
5-6	5	1.737	2.9145	0.3485		2.091
6-7	5	1.737	2.9145	0.3485		2.4395
7-8	5	1.737	2.9145	0.3485		2.788
8-9	5	1.738	2.9145	0.3485		3.1365
9-10	5	1.738	2.9145	0.3485		3.485
10-11	5	1.738	2.9145	0.3485		3.8335
11-12	5	1.738	2.9145	0.3485		4.182
12-13	5	1.738	2.9145	0.3485		4.5305
13-14	5	1.738	2.9145	0.3485		0.3485
14-15	5	1.738	2.9145	0.3485		0.697
15-16	5	1.738	2.9145	0.3485		1.0455
16-17	5	1.738	2.9145	0.3485		1.394
17-18	5	1.738	2.9145	0.3485		1.7425
18-19	0	1.738	0		-1.738	0.0045
19-20	0	1.738	0		-1.738	-1.7335
20-21	0	1.738	0		-1.738	-3.4715
21-22	0	1.738	0		-1.738	-5.2095
22-23	5	1.738	2.9145	0.3475		-4.862
23-24	5	1.738	2.9145	0.3475		-4.5145
Total	100	41.71	58.29			

D'après le tableau ci-dessus, on a :

-Résidu maximal : $P_{\max} = |4.5305| + |-5.2095| = 9.74\%$.

-Volume total = $V_t = V_r + V_{\text{inc}} = ((776.74 + 9.74)/100) + 120 = 127.86\text{m}^3$.

-Volume normalisé : $V_n = 200\text{m}^3$.

Remarque : la capacité du réservoir de Tassefssaft qui est de 300m^3 est ainsi suffisante.

III.13. La vérification de la capacité de la station de reprise SR1 :

Dans ce mode d'adduction, la station de reprise se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de Ighil- Ahmal et l'écoulement se fait par pompage. La pompe fonctionne 20/24h. Ainsi, on réalise son dimensionnement tenant compte du volume à stocker durant les 4h de son arrêt.

Alors le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{\max,j} \times T'$$

Avec :

- V_{sr} : Volume du réservoir de la station de reprise (m^3).

- $Q_{max,j}$: Débit entrant dans la station (m^3/j) .

- T' : temps d'arrêt de pompage(h).

D'où :

$$V_{sr} = Q_{max,j} \times 4h$$

-Volume du réservoir : $V_{sr} = (1899.94/24) \times 4$

$$V_{sr} = 19,8m^3 .$$

-Volume normalisé : $V_{srn} = 50m^3$.

Le schéma SYNOPTIQUE des réservoirs étudiés, avec leurs caractéristiques, est donné dans la figure (III .1)

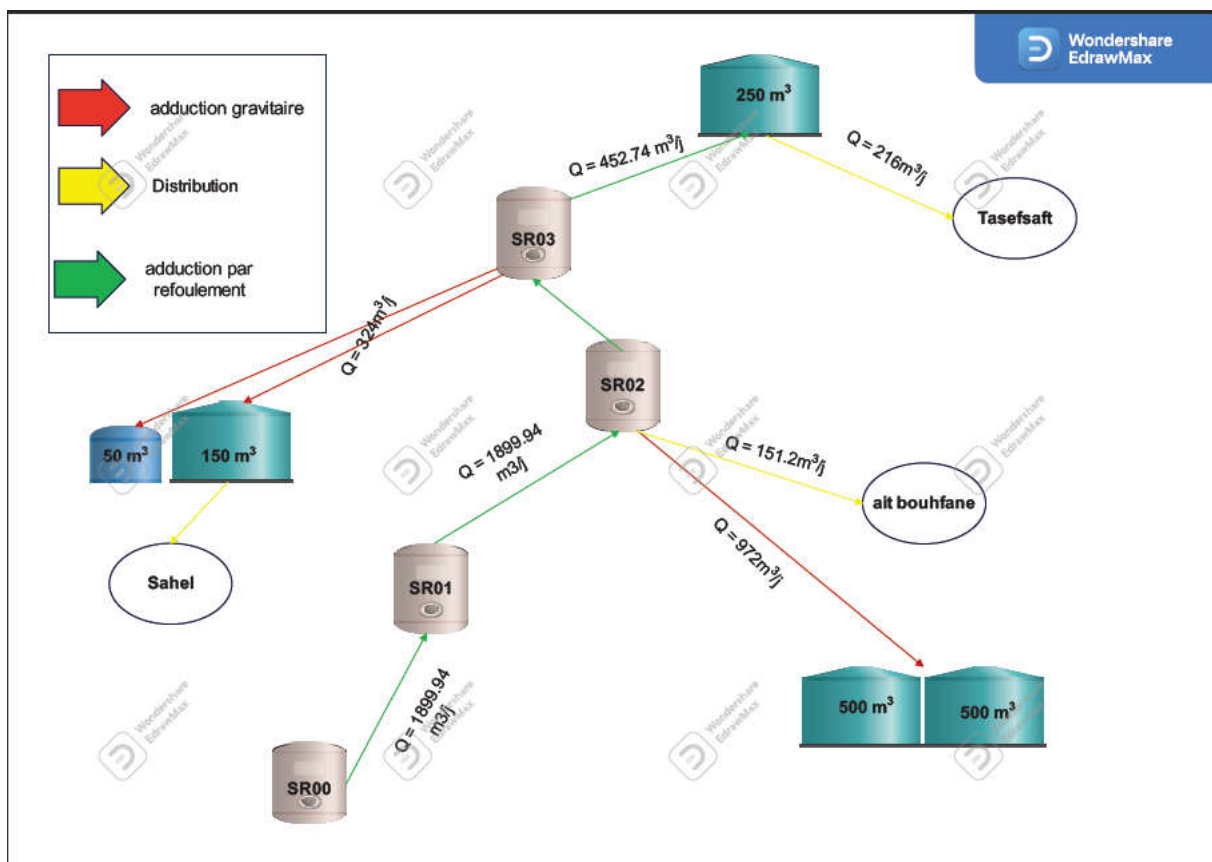


Figure (III.1) : Schéma synoptique des réservoirs des différentes zones concernées par l'étude.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons étudié la question de l'alimentation en eau potable des villages de la région de Sahel. Pour répondre à cet objectif, nous avons projeté la construction d'un réservoir d'une capacité de 50 m³.

Le réservoir est conçu pour stocker l'eau potable et assurer son approvisionnement constant aux villages de la région de Sahel. Il est essentiel d'avoir une capacité suffisante pour répondre aux besoins quotidiens en eau potable des habitants.

CHAPITRE IV

Etude de l'adduction

INTRODUCTION

L'adduction des eaux concerne les installations nécessaires pour acheminer l'eau depuis la source vers les zones de consommation ou vers les lieux de stockage, qui peuvent parfois être éloignés de la zone d'étude. Il existe deux types d'adduction : l'adduction gravitaire, qui utilise la gravité, et l'adduction par refoulement, qui nécessite l'utilisation de l'énergie. L'objectif de ce chapitre est de dimensionner le réseau qui transporte l'eau vers les différentes zones étudiées tout en respectant les contraintes économiques.

IV.1. Définition

Les conduites d'adduction ont pour rôle de permettre le transfert de l'eau entre différents points, notamment :

- De la source vers la station de traitement ;
- De la station de traitement vers les réservoirs ou le réseau de distribution ;
- De la source vers les réservoirs ou le réseau de distribution.

IV.2. Type d'adduction

Il existe deux types de conduites d'adduction, à savoir :

IV.2.1. Adduction gravitaire :

L'adduction gravitaire se caractérise par l'écoulement de l'eau grâce à une différence de niveau. L'énergie potentielle est utilisée comme force motrice pour déplacer l'eau. Le débit qui s'écoule est régulé et constant.

IV.2.2. Adduction par refoulement :

L'adduction par refoulement est un système dans lequel l'écoulement de l'eau se fait sous pression à l'aide de pompes ou de turbines hydrauliques. Ce type d'adduction est utilisé lorsque le point de captage se trouve à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

IV.3. Tracé des conduites

IV.3.1. Tracé en plan

Le choix du tracé tient compte de différents impératifs techniques, économiques et topographiques, qui peuvent être résumés de la manière suivante [5] :

- Il est préférable que le profil du tracé soit régulier et de la longueur minimale afin de faciliter la réalisation des travaux et le transport des matériaux nécessaires.
- Il est recommandé d'éviter les contre-pentes qui entraînent la formation de poches d'air (cantonements d'air) dans la conduite. De plus, lors des périodes d'arrêt des pompes, il est important de prévenir la cavitation qui peut provoquer une rupture de la colonne d'eau, entraînant des aplatissements de la canalisation.
- Il est recommandé d'installer des vannes de sectionnement à intervalles réguliers le long des conduites de grande longueur afin de faciliter d'éventuelles réparations.

-Il est préférable de suivre le tracé le long des routes ou des voies publiques pour faciliter l'installation et l'exploitation des canalisations, ainsi que pour permettre un accès rapide lors des opérations d'entretien, de réparation, de détection des fuites et de remplacement des vannes défectueuses.

IV.3.2.Profil en long

Les conduites d'adduction sont généralement enterrées pour des raisons de protection, de facilité d'exploitation et de maintien d'une température régulière de l'eau. Elles ont des profils en long qui diffèrent de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit (3) objectifs principaux.

- Réduire au minimum les travaux de terrassement lors de l'exécution ;
- Il est nécessaire de procéder à la vidange des sections de conduites en cas de maintenance corrective ou préventive ;
- Il est essentiel d'évacuer l'air qui pourrait s'accumuler dans les conduites, car cela peut avoir les conséquences suivantes :
 - ♦Perte d'énergie ;
 - ♦Coup de bélier ;
 - ♦ Diminution du débit.

IV.4.Choix du matériau de la conduite

Afin de garantir le bon fonctionnement du réseau, le respect des normes techniques et une gestion efficace, il est essentiel de faire un choix judicieux du type de conduites

-Sur le plan technique :

Il est essentiel de choisir des conduites qui présentent une résistance adéquate aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles.

Les conduites doivent être adaptées aux différents types de terrains de pose et assurer une bonne étanchéité.

Il est important de choisir des conduites qui permettent un entretien et une mise en service faciles.

-Sur le plan économique :

Du prix de la fourniture et du transport, et la disponibilité sur le marché local.

Les conduites couramment utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable sont les suivantes :

- Métallique : (Acier, Fonte) ;
- A base de ciment : béton armé, béton précontraint ;
- En matière thermoplastique : PVC (Poly Chlorure de Vinyle), PE (Polyéthylène).

Pour ce projet spécifique, des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) ont été sélectionnées en tenant compte de leurs avantages offertes :[6]

-Les conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) offrent une longue durée de vie, pouvant atteindre jusqu'à 50 ans à une température de 20°C.

-Les conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) se distinguent par leur facilité de soudage bout à bout, ce qui leur confère une étanchéité pratiquement parfaite, renforçant ainsi l'intégrité du réseau.

-Les conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) offrent une résistance notable aux produits chimiques, aux chocs et aux rayons ultraviolets (UV).

-Les conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) sont résistantes à la corrosion, ce qui assure la stabilité du réseau même dans des environnements agressifs.

-La flexibilité des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) leur permet d'absorber les impacts et les contraintes résultant des mouvements du sol, ainsi que de se déformer sans subir de dommages permanents.

IV.5. Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont fournis en détail dans l'annexe (3)

IV.6. Etude technico-économique

Le choix du diamètre le plus économique de la conduite est déterminé en fonction de :

-**Critère technique** :Le diamètre de la conduite doit être capable de permettre le passage du débit le plus élevé tout en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite. La vitesse d'écoulement doit généralement se situer entre 0,5 et 1,5 m/s pouvant aller jusqu'au 2 m /s.

-**Frais d'investissement** :Les frais d'exploitation et d'amortissement doivent être maintenus à un niveau minimal, et ils sont proportionnels aux diamètres des conduites.

IV.7.Les équipements du système d'adduction

Les éléments hydrauliques qui composent une adduction sont appelés accessoires hydrauliques qui sont :

-Robinet et vanne

-Ventouses

-Décharge

-Clapets de retour

IV.8.Mise en œuvre (pose de conduite)

Les conduites peuvent être installées dans différentes configurations, telles que l'enfouissement dans le sol, l'élévation au-dessus du sol, la pose en galerie, sur des ouvrages d'art ou même dans le lit d'une rivière. Cependant, la méthode d'enfouissement dans le sol est la plus fréquemment utilisée pour la pose des conduites. La méthode d'enfouissement dans le sol est largement utilisée car elle offre l'avantage de maintenir une température de l'eau relativement fraîche pendant les périodes estivales. Pour cela, la conduite est positionnée dans une tranchée d'une largeur suffisante (au moins 0,60 m) et une distance de 0,60 à 1,20 m est maintenue entre le niveau du sol et le sommet de la conduite. De plus, le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de pose composé de gravier ou de pierre cassée, d'une épaisseur de 0,15 à 0,20 m. Après la pose de la conduite dans la tranchée, celle-ci est remblayée par étapes successives jusqu'à une hauteur de 0,30 m au-dessus de la conduite. Chaque couche de remblai est soigneusement arrosée et compactée avec de la terre exempte de pierres. Dans le cas où la conduite traverse des terrains marécageux, il est nécessaire de prévoir une semelle continue en béton armé ou des pieux atteignant le sol stable, sous la conduite, pour assurer une fondation solide.

Lorsqu'il est nécessaire de traverser une rivière ou un canal, la conduite peut être placée dans le caniveau habituellement réservé sous le trottoir d'un pont routier, si celui-ci est présent. Une autre option consiste à utiliser un siphon pour traverser le canal ou la rivière.

IV.9.Description du schéma d'adduction

Le point départ de la chaîne d'adduction du présent projet est la station de reprise SR(0) située à Ighil-Ouali d'une capacité de 500 m³ implanté à une cote radier de 90,98 m. Cette dernière alimente par refoulement la station de reprise SR(01) située à Messada de capacité de 300 m³ implanté à une cote radier de 209,68 m, ainsi l'eau sera refoulé vers la station de reprise SR(02) situé à Ighil-Ahmal d'une capacité de 500 m³ implanté à une cote radier de 323 m, et un linéaire de 1868 m. Cette station de reprise assure une adduction gravitaire vers les deux réservoirs de Melbou chef-lieu de capacité 500 m³ chacun ; situé à une cote radier de 128,86 et sur un linéaire de 1611 m.

La station de reprise SR(03) situé à Tasefsaft avec une capacité de 300 m³ et une cote radier de 429,06 m est alimentée avec refoulement à partir de la station de reprise SR(02) sur un linéaire de 1399 m. Cette station garantit deux différentes adductions, la première gravitairement vers le réservoir de Sahel de capacité 150 m³ et une cote radier de 290 et avec un linéaire de

1348m, et une deuxième adduction par refoulement au réservoir de Sidi-nacer de capacité é 300m³ et une cote radier de 623,02 m sur un linéaire de 1730 m.

IV.10. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites

IV.10.1. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites par refoulement

Pour les conduites de refoulement, le diamètre est déterminé par les deux formules suivantes [7] :

$$D1 = D1 \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonnin)} \quad (\text{IV.1})$$

$$D2 = 1.5 D2 \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bress)} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

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

Nous considérerons tous les diamètres situés entre D1 et D2, mais la sélection finale sera basée sur le diamètre qui offre le coût le plus bas et une vitesse d'écoulement dans une plage spécifique entre 0,5m /s et 0,2m /s.

IV.10.2. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires

Lorsqu'il s'agit de conduites gravitaires, le diamètre est sélectionné en fonction de la plage de vitesse d'écoulement souhaitée, qui est définie entre Vmin et Vmax, tel que :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{IV.3})$$

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

Avec :

- **Vmin** : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;

- **Vmax** : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;

- **Dmin** : Diamètre minimal de la conduite (m) ;

- **Dmax**: Diamètre maximal de la conduite (m).

IV.10.3. Calcul de la vitesse V

Pour déterminer la vitesse de l'écoulement, on utilise la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{D^2 \times \pi} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- **V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;

- **D** : Diamètre de la conduite en (m).

IV.10.4. Calcul des pertes de charge ΔH

Il existe deux types de pertes de charge (ΔH) générées dans les canalisations, à savoir :

- Les pertes de charge linéaires ;
- Les pertes de charge singulières

IV.10 .4.1. Les pertes de charge linéaires ΔHL

Les pertes de charge dans les canalisations sont calculées à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach : [8]

$$\Delta HL = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{IV .6})$$

Avec :

- **g** : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- **L** : Longueur de la conduite en (m) ;
- **λ**:Coefficient de frottement de Darcy.

Le coefficient de Darcy, qui caractérise l'écoulement et la rugosité des canalisations,dans notre présente étude il s'agit d'un régime de transition,et se détermine par la formule suivante :

On utilise la formule de Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{IV.7})$$

D'où :

▪ **K** : Rugosité absolue de la conduite. Pour les conduites en PEHD la valeur prise est égale à [12]:

- 0.01 mm pour les diamètres inférieures ou égaux à 200 mm ($DN \leq 200$) ;
- 0.02 mm pour les diamètres supérieurs à 200 mm ($DN > 200$) ;

▪ **Re**: Nombre de Reynolds donné par la relation ci-après :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- **V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- **ν** : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stocks

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 \times T^\circ + 0.000221 \times T^{\circ 2})} \quad (\text{IV .9})$$

Avec :

- **T°** : Température de l'eau en degré, à $T^\circ=20^\circ\text{C}$: $\nu=0.01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ [11]

IV.10.4.2. Les pertes de charge singulières ΔH_S

Pour les adductions, les pertes de charge singulières sont généralement estimées à être de 10% à 15% des pertes de charge linéaires. Toutefois, il est courant d'utiliser un pourcentage de 10% pour les pertes de charge singulières dans le cas d'un réseau neuf.

$$\Delta H_S = 0.1 \times \Delta H_L \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- ΔH_S : Pertes de charge singulières (m) ;
- ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m).

Donc :

$$\Sigma \Delta H = 1.10 \times \Delta H_L \quad (\text{IV.11})$$

IV.10.5. Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}

La hauteur manométrique totale peut être calculée en utilisant la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + \Sigma \Delta H \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m).

IV.10.6. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P_a

Le calcul de la hauteur manométrique totale s'effectue selon la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- η : Rendement de la station de reprise (%), on prend $\eta = 75\%$.

IV.10.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe E

Elle se détermine par :

$$E = P_a \times t_p \times 365 \quad (\text{IV.14})$$

D'où :

- E : Energie consommée par la pompe (Kwh/an) ;
- t_p : Temps de pompage par jour ($t_p = 20\text{h}$).

IV.10.7. Calcul des frais d'exploitation F_{exp}

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E \times e_u \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- e_u : Le prix unitaire du Kwh, il est de 4.67 DA d'après la SONELGAZ.

IV.10.8. Calcul des frais d'amortissement F_{am}

Les frais d'amortissement dépendent de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Ils sont calculés en utilisant la relation suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (IV.16)$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^{ni} - 1} \quad (IV.17)$$

Avec :

- i : Taux d'annuité, 8% en Algérie ;
- ni : Nombre d'année d'amortissement ($ni = 30$ ans).

D'où :

$$A = 0.08 / ((1+0.08)^{30} - 1) = 0.0888 = 8.88\%$$

IV.10.9. Calcul du bilan BL

Le bilan sera calculé par la formule ci-dessous :

$$BL = F_{exp} + F_{am}(DA) \quad (IV.18)$$

IV.11. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

IV.11.1. Tronçon $SR(02)-R(500m^3)$ existant :

- Caractéristiques du tronçon

$$Q = \frac{972}{24 \times 3600} = 0,01125 m^3 / s$$

$$L = 1532 \text{ m}$$

$$H_g = CR(SR02) - CTP(R500m^3) = 323 - 131,86 = 191 \text{ m.}$$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

$$D_{min} = 0,085 \text{ m}$$

$$D_{max} = 0,169 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont 110,125,140,160,180,200,225 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.1) ci-après.

Tableau (IV.1): Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(02)-R (500m³) existant

e (mm)	D int (m)	D ext (m)	Vitesse (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)
10	0,09	0,110	1,77	159236	1532	0,03154742	85,6794879	12,8519232	98,531411	191
11,4	0,1022	0,125	1,37	140227	1532	0,02888041	41,5407593	6,2311139	47,7718732	191
12,7	0,1146	0,140	1,09	125054	1532	0,02680163	21,7452092	3,26178138	25,0069906	191
14,6	0,1308	0,160	0,84	109566	1532	0,02463788	10,3202478	1,54803716	11,8682849	191
16,4	0,1472	0,180	0,66	97359	1532	0,02285996	5,30471313	0,79570697	6,1004201	191
18,2	0,1636	0,20	0,54	87599	1532	0,02146694	2,93570822	0,44062623	3,37813442	191

D'après le tableau (IV.1) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir existant, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 110 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 250 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 93,963$ m et une vitesse de 1,74 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 125,110 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

•Calcul des pertes de charge créées par la vanne ΔH_v

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t \quad (IV.19)$$

D'où :

$$\Delta H_v = 191 - 93,963 = 97,037 \text{ m}$$

•Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ

Il se calcule par la formule suivante

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

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2$$

$$E1 = 97,037 \times \frac{2 \times 9,81}{1,74^2} = 628,837$$

•Calcul de l'angle de la vanne θ

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (2).

Pour $\xi = 628, 837$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 68° .

IV.11.2. Tronçon SR(03)-Réservoir 150 m³ :

$$Q = \frac{324}{24 \times 3600} = 0,00375 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1604 \text{ m}$$

$$H_g = CR(SR03) - CTP(R150) = 429,06 - 293 = 136 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

$$D_{\min} = 0,05 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0,098 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont 63, 75, 90, 110, 125 mm avec une pression nominale de 16Bars (PN16).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.2) ci-après.

Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(03)-R (150m³)

e (m)	D int (m)	D ext (m)	Vitesse (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_t (m)	Hg(m)
5,6	0,0514	0,063	1,81	93034	1604	0,04921725	256,458309	38,4687464	294,927056	136
7,01	0,0614	0,075	1,27	77978	1604	0,04230538	90,8531608	13,6279741	104,481135	136
8,4	0,0736	0,09	0,88	64768	1604	0,036666092	31,5396969	4,73095453	36,2706514	136
10	0,09	0,11	0,59	53100	1604	0,03164582	10,0065224	1,50097837	11,5075008	136
11,4	0,1022	0,125	0,46	47012	1604	0,02899598	4,90803774	0,73620566	5,6442434	136

D'après le tableau (IV.2) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir R1, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 75 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 75 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 104,481135 \text{ m}$ et une vitesse de 1,27 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 75 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

▪ Calcul des pertes de charge créées par la vanne ΔH_v

$$\Delta H_v = H_g - \Delta h_t = 136 - 104,481135 = 31,519$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2$$

$$E = 31,519 \times \frac{(2 \times 9,81)}{1,27^2} = 383,41$$

Le type de la vanne sera une vanne à papillon d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (2).

Pour $E=383,41$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 65° .

IV.11.3. Tronçon SR(00)- SR(01) :

$$Q = \frac{1899,94}{20 \times 3600} = 0,026 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$L = 1293 \text{ m}$$

$$H_g = \text{CTP (SR01)} - \text{CR(SR00)} = 212,68 - 90,98 = 121 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve :

$$D1 = 0,161 \text{ m}$$

$$D2 = 0,242 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont 160,200,250,315 mm avec une pression nominale de 16Bars (PN16).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.3) ci-après.

Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(00)-SR (01)

e (m)	D int(m)	Dext(m)	V	Re	λ	ΔH_L	dhs	ΔH_t (m)	Hg(m)	Hmt (m)
14,6	0,1308	0,16	1,94	253219	0,0246069	46,4649081	6,96973622	53,4346444	121	174,434644
18,2	0,1636	0,2	1,24	202864	0,04179734	25,8885797	3,88328696	29,7718667	121	150,771867
22,7	0,2046	0,25	0,79	161634	0,01895079	3,8212557	0,57318836	4,39444406	121	125,3944406
28,6	0,2578	0,315	0,5	128900	0,01671515	1,06121283	0,15918192	1,220394756	121	122,2203

■Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.4) ci-dessous.

Tableau (IV.4) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR500m3-R1000m3)

D int	Pa (kw)	E(kwh)	F exp (da)	Prix ml (Da)	L (m)	F (am) Da
0,1308	55,614125373	405983,1152	1895941,148	2476,42	1293	265766,918
0,1242	51,2744965	374303,8245	1747998,86	3620,17	1293	388513,0242
0,1552	42,6441413	311302,2315	1453781,421	6107,17	1293	655415,3772
0,1942	41,5646796	303422,1611	1416981,492	9568,64	1293	1026896,876

■Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.5) ci-après.

Tableau (IV.5) : Calcul du bilan(SR00) à-(SR01)

D int	F exp (Da)	F am (Da)	B _i (Da)
0,1308	1895941,148	265766,918	2161708,066
0,1242	1747998,86	388513,0242	2136511,884
0,1552	1453781,421	655415,3772	2109196,8
0,1942	1416981,492	1026896,876	2443878,37

D'après le tableau (IV.5), on trouve que le diamètre économique est celui de 250 mm avec un bilan minimal de 2109196,8 DA et une vitesse de 0,79 m/s.

IV.11. 4. Tronçon SR (01) - SR(02) :

$$Q = \frac{1899,94}{20 \times 3600} = 0,026 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$L = 1810 \text{ m}$$

$$H_g = \text{CTP (SR02)} - \text{CR (SR01)} = 226 - 209,68 = 16 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve :

$$D_1 = 0,161 \text{ m}$$

$$D_2 = 0,242 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont 160,200,250,315 mm avec une pression nominale de 16Bars (PN16).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.6) ci-après.

Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(01)-SR (02)

e (m m)	D int (m)	D ext (m)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta hL(mm)$	$\Delta hs(m)$	$\Delta Ht (m)$	Hg(m)	Hmt
14,6	0,1308	0,16	1,94	253219	0,0246069	65,0436843	9,75655264	74,8002369	16	90,8002369
18,2	0,1636	0,2	1,24	202864	0,02149761	18,5635342	2,78453013	21,3480643	16	1,81829465
22,7	0,2046	0,25	0,79	161634	0,01890717	5,33685307	0,22777453	6,13738103	16	0,52274375
28,4	0,2578	0,315	0,5	128900	0,0167764	1,49097755	0,22364663	1,71462418	16	17,7146242

■Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.7) ci-dessous.

Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR01-SR02)

D int	Pa (kw)	E(kwh)	F exp (da)	Prix ml (Da)	L (m)	F (am) Da
0,1308	28,9493856	211330,5149	986913,5045	2476,42	1810	372032,5766
0,141	0,57971776	4231,939648	19763,15816	3620,17	1810	543858,1391
0,1762	0,16666376	1216,645448	5681,734242	6107,17	1810	917480,1491
0,2204	5,64786506	41229,41494	192541,3678	9568,64	1810	1437496,787

■Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.8) ci-après

Tableau (IV.8) : Calcul du bilan(SR01) à-(SR02)

D int	F exp (Da)	F am (Da)	B ₁ (Da)
0,1308	986913,5045	372032,5766	1358946,081
0,141	1320459,24	543858,139	1864317,381
0,1762	1316575,2	917480,149	2234055,352
0,2204	1315575,08	1437496,79	2753071,871

D'après le tableau (IV.8), on trouve que le diamètre économique est celui de 160 mm avec un bilan minimal de 1358946,081 DA et une vitesse de 1,94 m/s.

IV.11. 5. Tronçon SR (02) - SR (03) :

$$Q = \frac{776.74}{20 \times 3600} = 0,012 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$L = 1652 \text{ m}$$

$$H_g = \text{CTP (SR03)} - \text{CR (SR02)} = 423,06 - 323 = 100 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve :

$$D_1 = 0,12 \text{ m}$$

$$D_2 = 0,18 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont 110,125 , 160,200 mm avec une pression nominale de 16Bars (PN16).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.9) ci-après.

Tableau (IV.9) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(02)-SR(03)

e (m m)	Dint (m)	Dext (m)	V(m/s)	Re	λ	Hg (m)	$\Delta hL(m)$	$\Delta hs(m)$	$\Delta Ht (m)$	Hmt(m)
10	0,09	0,11	189	1698 51	0,03157 75	10 0	105,220 279	15,7830 419	121,003 321	221,003 321
11,4	0,10 22	0,125	1,46	1495 76	0,02891 602	10 0	51,0291 429	7,65437 144	58,6835 144	158,683 514
14,6	0,13 08	0,16	0,89	1164 12	0,02463 444	10 0	12,6601 303	1,89901 954	14,5591 498	114,559 15
18,2	0,16 36	0,2	0,57	9325 2	0,02153 519	10 0	3,61548 444	0,54232 267	4,15780 711	104,157 807

▪ Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.10) ci-dessous.

Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR02-SR03)

D int	Pa (kw)	E(kwh)	F exp (da)	Prix ml (Da)	L (m)	F (am) Da
0,09	32,5206386	237400,6618	1108661,091	1190	1652	163168,04
0,1022	23,3502790	170457,0367	796034,3614	1535,2	1652	210500,4832
0,1308	16,8573789	123058,866	574684,9041	2476,42	1652	339556,8047
0,1636	15,3268213	111885,7955	522506,6649	3620,17	1652	496383,2297

■Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.11) ci-après

Tableau (IV.11) : Calcul du bilan (SR02)à–(SR03)

D int	F exp (Da)	F am (Da)	B _i (Da)
0 ;09	1108661,091	163168,04	1271829,131
0,1002	796034,3614	210500,4832	1006534,845
0,1308	574684,9041	339556,8047	914241,7088
0,1636	522506,6649	496383,2297	1018889,895

D'après le tableau (IV.11), on trouve que le diamètre économique est celui de 160 mm avec un bilan minimal de 914241,7088DA et une vitesse de 0,89 m/s.

IV.11. 6. Tronçon SR(03)- Réservoir(250m³):

$$Q = \frac{452.74}{20 \times 3600} = 0,0063 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$L = 1420 \text{ m}$$

$$Hg = \text{CTP (R250m}^3\text{)-CR(SR 03)} = 626,02 - 429,06 = 196 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve :

$$D1 = 0,079 \text{ m}$$

$$D2 = 0,1185 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont 90,110,125,160,180 mm avec une pression nominale de 25Bars (PN25).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.12) ci-après.

Tableau (IV.12) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR(03)-Réservoir250 m³

e (m m)	D int (m)	D ext(m)	V (m/s)	Re	λ	ΔhL(m)	Δhs(m)	Δ Ht (m)	Hg(m)	Hmt
12,3	0,0654	0,09	1,88	122714	0,04017387	156,525829	23,4788744	180,004703	196	376,004703
15,1	0,0798	0,11	1,26	100548	0,03447628	49,6634716	7,44952074	57,1129924	196	253,112992
17,1	0,0908	0,125	0,97	88076	0,03135085	23,6783372	3,55175059	27,2300878	196	223,230088
21,9	0,1162	0,16	0,59	68558	0,02659785	5,85257505	0,87788626	6,73046131	196	202,730461

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.13) ci-dessous

Tableau (IV.13) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR03-Réservoir 250 m³)

D int	Pa (kw)	E(kwh)	F exp (da)	Prix ml (Da)	L (m)	F (am) Da
0,0654	29,047773324	212048,7453	990267,6404	925,32	1420	109058,2152
0,0798	19,553927805	142743,673	666612,9528	1386,46	1420	163408,1756
0,0908	17,245361410	125891,1383	587911,6158	1764,46	1420	207959,2556
0,1162	15,661688351	114330,325	533922,6176	2883,46	1420	339844,5956
0,1308	15,407679875	112476,0631	525263,2146	4421,13	1420	521074,3818

■Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.14) ci-après

Tableau (IV.14) : Calcul du bilan(SR03)à–(Réservoir 250 m³)

D int	F exp (Da)	F am (Da)	B ₁ (Da)
0,0654	990267,6404	109058,2152	1099325,856
0,0798	666612,9528	163408,1756	830021,1284
0,0908	587911,6158	207959,2556	795870,8714
0,1162	533922,6176	339844,5956	873767,2132
0,1308	525263,2146	521074,3818	1046337,596

D'après le tableau (IV.14), on trouve que le diamètre économique est celui de 125 mm avec un bilan minimal de 795870,8714 DA et une vitesse de 0,97 m/s.

En récapitulation, les diamètres calculés et le type de matériau choisi pour les différents tronçons de l'adduction étudiée, sont regroupés dans le tableau (IV.15) ci-après.

Tableau(IV.15) : Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée

Type de tronçon	Tronçon	Diamètre (mm)	Pression Nominale (bar)	Matériau
gravitaire	SR(02)-R(500m ³)	110	16	PEHD
	SR(03)-R(150m ³)	75	16	PEHD
Refoulement	SR(00)-SR(01)	250	16	PEHD
	SR(01)-SR(02)	160	16	PEHD
	SR(02)-SR(03)	160	16	PEHD
	SR(03)-R(250m ³)	125	25	PEHD

Le schéma général de l'adduction étudiée, avec ses caractéristiques, est donné dans la figure (IV.1) ci-après.

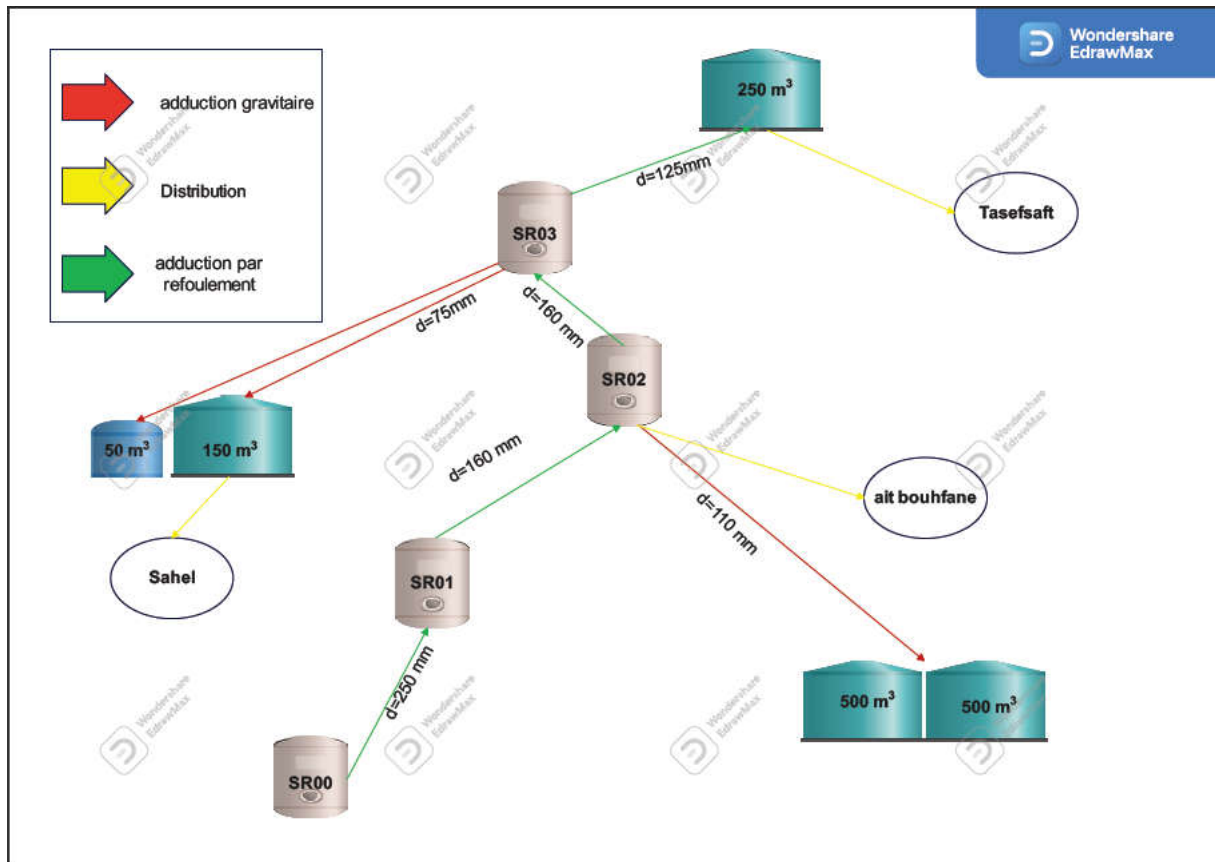


Figure (IV.1) : Schéma général de l'adduction étudiée

CONCLUSION :

Les conduites d'adduction ont été dimensionnées en fonction des besoins d'eau maximum de la population. Les diamètres économiquement optimaux ont été choisis à l'aide d'une étude technico-économique, afin de garantir des vitesses et des pertes de charge acceptables tout en minimisant les coûts pour les conduites en refoulement. De plus, pour les conduites gravitaires, les diamètres ont été déterminés en respectant la condition selon laquelle la perte de charge ΔH_t doit être inférieure ou égale à la hauteur géométrique H_g . En général, le matériau sélectionné pour les conduites est le PEHD Les pressions nominales varient entre 16 et 25 bars .Les diamètres calculés varient de 75 mm jusqu'à 250 mm

Maintenant, il est essentiel de sélectionner une pompe qui satisfait aux conditions d'exploitation souhaitées, Ce qui sera abordé dans notre prochain chapitre.

CHAPITRE V

**Pompes et coup de
Bélier**

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous utiliserons le catalogue numérique CAPRARI pour sélectionner la pompe la mieux adaptée à notre projet, en prenant en compte les caractéristiques hydrauliques nécessaires telles que le débit requis et la hauteur manométrique totale à la station de reprise. Nous examinerons également la possibilité de mettre en place des mesures de protection contre le coup de bélier, un phénomène de surpression qui peut endommager les conduites et les équipements. Pour cela, nous analyserons les paramètres du système hydraulique dans son ensemble, tels que le fluide transporté, la longueur et le diamètre de la conduite, ainsi que les variations de débit et de pression. L'objectif est de garantir un fonctionnement optimal et une durabilité des installations en atténuant les effets du coup de bélier.

V.2. Les pompes:[10]

Les pompes sont des machines hydrauliques qui transforment l'énergie mécanique provenant de leur moteur d'entraînement en énergie hydraulique. Leur fonction principale est d'aspirer des liquides d'une région à basse pression et de les refouler dans une conduite vers une autre région à haute pression. Ainsi, la pompe convertit l'énergie mécanique en énergie hydraulique, permettant ainsi le déplacement et la circulation des fluides.

La consommation d'énergie nécessaire au fonctionnement des machines dépend de plusieurs facteurs :

- Les propriétés du fluide : masse volumique, viscosité et compressibilité ;
- Les caractéristiques de l'installation : longueur, diamètre, rugosité, singularités,...etc.
- Les caractéristiques de l'écoulement : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression,...etc.

V.2.1. Classification des pompes :[2]

Les pompes sont divisées en deux catégories principales :

- Pompes volumétriques.
- Les turbo-pompes.

V.2.2 Choix de la pompe :

Le choix de la pompe à installer est déterminé de manière :[2]

Garantir le débit de sortie et la pression totale nécessaire ;

Optimiser l'efficacité au maximum ;

Atteindre une vitesse de rotation élevée ;

Vérifier l'absence de phénomène de cavitation.

V.2.3. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes principales qui décrivent les performances d'une pompe sont les suivantes, la figure(V.1) ci-dessous présente les trois courbes principales.

V.2.3.1. La courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$)

Le point d'intersection de la courbe $H=f(Q)$ avec l'axe des ordonnées est appelé le point de barbotage ou le point à vanne fermée. C'est le débit nul où la hauteur de relèvement atteint sa valeur maximale.

V.2.3.2. La courbe rendement-débit ($\eta=f(Q)$)

La courbe qui représente les variations du rendement en fonction du débit montre qu'il existe une valeur de débit pour laquelle le rendement atteint son maximum.

V.2.3.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P_a=f(Q)$)

La courbe décrit la relation entre les débits et les puissances absorbées, mettant en évidence les variations de la puissance absorbée en fonction du débit.

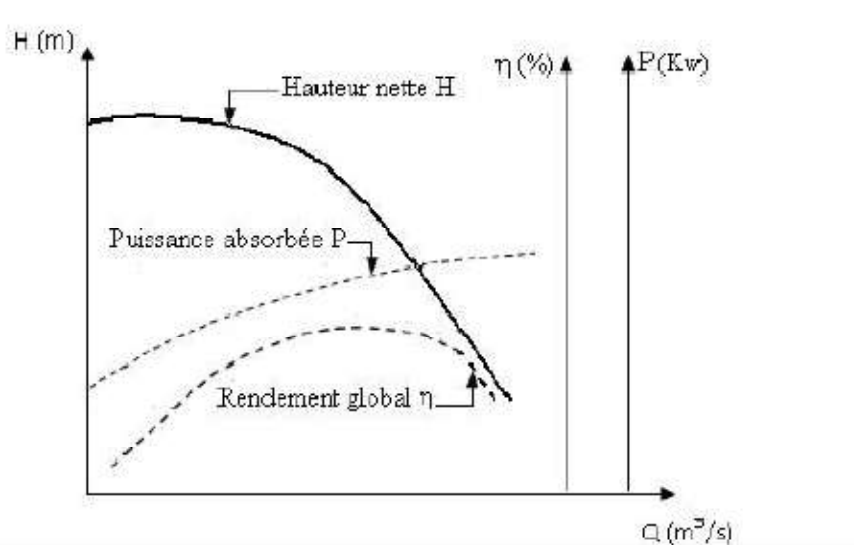


Figure (V.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V.2.4. Courbe Caractéristique d'une conduite

La courbe caractéristique du réseau, également connue sous le nom de $H_c=f(Q)$, désigne un graphique qui illustre la relation entre la hauteur de chute (H_c) et le débit (Q) dans un système de réseau hydraulique. Elle permet d'analyser le comportement et les performances d'un réseau de canalisations ou de conduites d'eau.

V.2.5. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe ($H_p=f(Q_p)$) et la courbe caractéristique de la conduite ($H_c=f(Q)$). Pour un bon fonctionnement de la pompe, il est important que le point de fonctionnement se trouve dans la

zone de non cavitation, où la pression reste suffisamment élevée pour éviter la cavitation. Idéalement, le point de fonctionnement devrait également correspondre au point de rendement maximal de la pompe, appelé point nominal, où la pompe atteint son rendement le plus élevé, comme illustré dans la figure (V.2) ci-après.

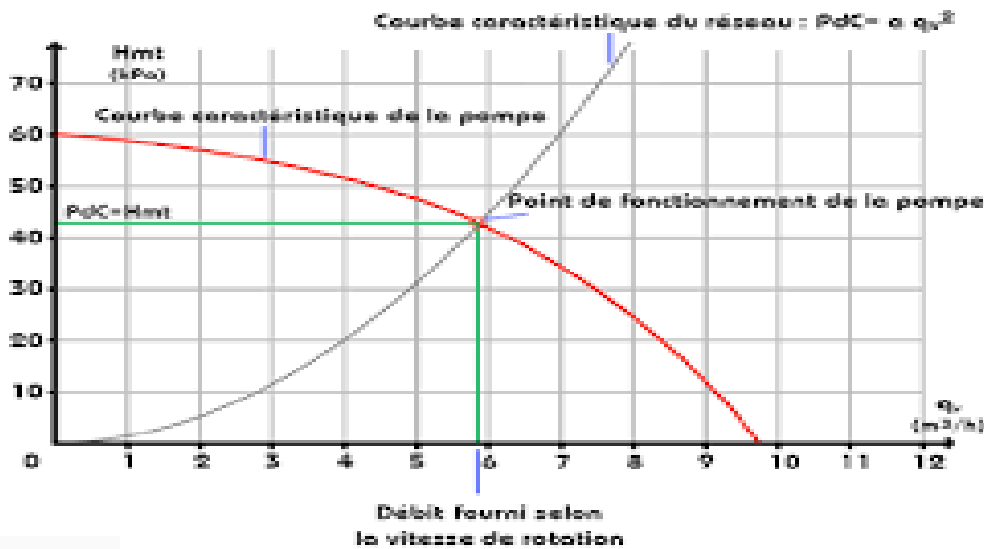


Figure (V.2) : Point de fonctionnement d'une pompe

Notamment, si le point de fonctionnement ne correspond pas au point souhaité, des ajustements seront nécessaires pour adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Les lois de similitude sont d'une grande utilité pratique car elles permettent d'obtenir le point de fonctionnement souhaité en modifiant l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe. Cela offre la possibilité de faire des ajustements pour atteindre les conditions de travail désirées.[11]

plus précisément :

V.2.5.1. Première dérivation : Modification du temps de pompage

Lorsque le point de fonctionnement est situé à droite de P, le débit mesuré Q sera supérieur à Q. Afin d'atteindre cet objectif, il est nécessaire de réduire le temps de pompage tout en maintenant le volume d'eau constant, comme démontré dans la figure (V.3).

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $t_p=20$ heures est de :

$$V_e = 20 \times Q \tag{V.1}$$

Ce même volume V_e sera obtenu par refoulement d'un débit Q_1 pendant un temps t'_p . Donc, on peut écrire :

$$t'_p \times Q = t_p \times Q \tag{V.2}$$

avec :

$$t'p = \frac{tp \times Q}{Q} \quad (V.3)$$

➤ **La puissance absorbée par la pompe**

Le calcul de la puissance absorbée par la pompe s'effectue en utilisant la formule suivante :

$$P'a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (Kw) \quad (V.4)$$

Avec

- **tp** : Temps de pompage (h) ;
- **t'p** : Nouveau temps de pompage (h) ;
- **Q** : Débit désiré (m3/s) ;
- **Q**: Débit correspondant au point de fonctionnement (m3/s) ;
- **H**: Hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (m) ;
- **η** : Rendement correspondant au point P(H, Q).

V.2.5.2. Deuxième dérivation : Régulation par étouffement (le vannage)

La régulation par étouffement ou vannage est une méthode qui implique de placer une vanne sur la canalisation de refoulement de la pompe. Cela crée une perte de charge artificielle afin d'obtenir le débit Q souhaité. La figure (V.3) illustre cette méthode.

$$P'a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad (Kw) \quad (V.5)$$

Avec :

$$H' = H + h \quad (V.6)$$

D'où :

- **h** : Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- **H'** : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- **H** : Hauteur manométrique au point désiré (m) ;

- η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

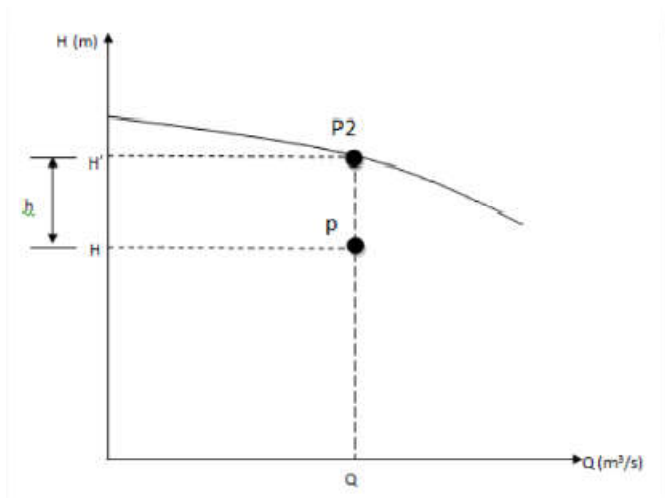


Figure (V.3) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage

V.2.5.3. Troisième dérivation : Rognage de la roue

Le processus de rognage consiste à réduire le diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation pour une même vitesse de rotation. Pour illustrer cela, on trace une droite passant par l'origine et le point P. Cette droite intersecte la courbe caractéristique de la pompe au point P (Q, H), qui correspond au point homologue de P avant le rognage. On aura alors

$$m' = \sqrt{\frac{Q}{Q}} = \sqrt{\frac{H}{H}} \quad (V.7)$$

➤ **Le pourcentage de rognage (r)**

Le pourcentage de rognage (r) :

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

(V.8)

➤ **La puissance absorbée par la pompe**

La puissance absorbée par la pompe

$$P'a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (Kw)$$

(V.9)

Avec :

- m' : Coefficient de rognage

V.2.5.4. Quatrième dérivation : Variation de la vitesse de rotation

Lorsqu'on modifie la vitesse de rotation, cela entraîne des variations du débit ainsi que de la puissance absorbée par la pompe. Pour trouver une vitesse N' spécifique, on trace la courbe iso-rendement ($H_i = a \times Q_i^2$), qui passe par l'origine et par le point souhaité P, et elle coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P(Q, H).

La nouvelle vitesse de rotation

La formule pour calculer la nouvelle vitesse de rotation est la suivante :

$$N' = N \times \frac{Q}{Q^4} \text{ (tr/min)} \quad (\text{V.7})$$

La puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P'a = \frac{g \times Q^4 \times H^4}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{V.8})$$

V.2.5. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène complexe sur le plan physique qui se produit lorsque la pression absolue d'un liquide descend en dessous de sa tension de vapeur. Cela entraîne la formation de bulles d'air qui provoquent d'importantes perturbations dans les zones de pression les plus élevées. La cavitation est identifiable grâce à un bruit ressemblant à des cailloux brassés ou à des crépitements. Elle est accompagnée de vibrations, d'érosion des aubes et se traduit par une chute soudaine des courbes caractéristiques. [2]

Afin d'assurer le bon fonctionnement d'une pompe sans cavitation, il est nécessaire de garantir une pression minimale disponible à l'aspiration, appelée NPSH (Net Positive Suction Head), qui doit être supérieure à la pression minimale requise à l'aspiration (NPSHr) spécifiée par le fabricant. Cette condition est déterminée par l'utilisateur et doit être respectée pour éviter la cavitation. En d'autres termes, il est essentiel de vérifier la condition suivante pour assurer un fonctionnement optimal de la pompe et éviter la cavitation : [2]

$$(NPSH)d > (NPSH)r \quad (\text{V.9})$$

V.2.5.1. NPSH requis (NPSH)r

La hauteur minimale de liquide, connue sous le nom de NPSH (Net Positive Suction Head), nécessaire au-dessus de l'aspiration pour prévenir la cavitation, dépend de plusieurs facteurs.

Parmi ces facteurs, on peut citer :

- Le débit de la pompe
- Le diamètre de la conduite d'aspiration
- La température du liquide
- La pression atmosphérique

- Les caractéristiques de la pompe elle-même

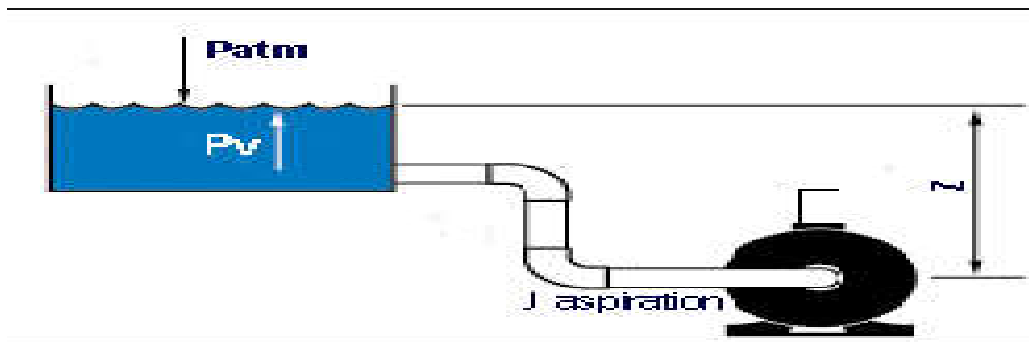
Le fabricant fournit les données du NPSH requis (exprimé en mètres de liquide) en fonction du débit sous forme d'une courbe.

V.2.5.2. NPSH disponible (NPSH)_d

Le NPSH (Net Positive Suction Head) est une mesure utilisée pour quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible afin de prévenir la vaporisation au point de pression le plus bas dans la pompe.

➤ Pour une alimentation en charge

Le NPSH (Net Positive Suction Head) disponible est calculé à l'aide de la formule suivante : (Figure (V.3))



Figure(V.4) : Schéma de l'installation d'une pompe en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (V.10)$$

Avec

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = Patm - 0.0012 \times \delta \quad (V.11)$$

D'où:

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times \delta + H_a - J_{asp} - T_v \quad (V.12)$$

➤ Pour une alimentation en dépression

Le NPSH_d (Net Positive Suction Head disponible) est déterminé en utilisant la formule suivante :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (V.13)$$

Avec

- **H_a** : Hauteur d'aspiration en (m);

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

- **P₀ρ** : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m);

- P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33 m ;
- δ : Altitude du plan d'aspiration en (m) ;
- T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

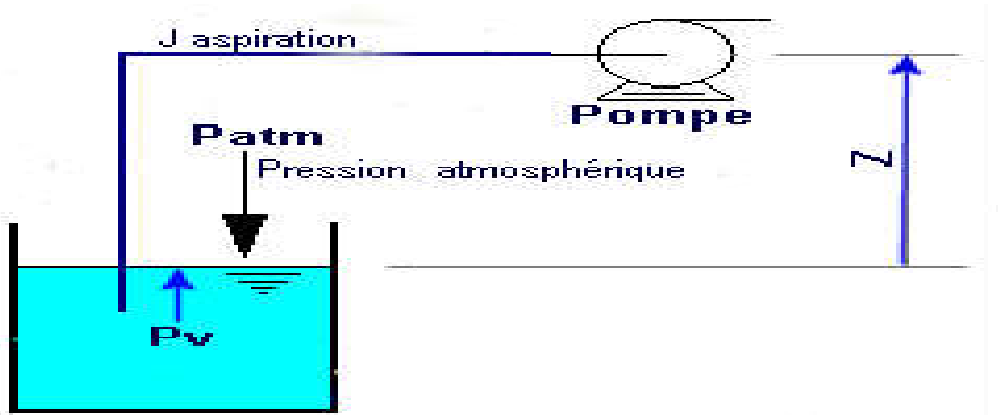


Figure (V.5) : Schéma de l'installation d'une pompe en dépression

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

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

$T(^{\circ}C)$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v(m)$	0.06	0.083	0.125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

Remarque : Puisque les pertes de charge dans la conduite d'aspiration sont négligeables, on peut considérer que J_{asp} (perte de charge dans la conduite d'aspiration) est égal à zéro.

V.2.6. Choix du type de pompe

Lors du choix d'une pompe, on privilégie celle dont les caractéristiques se rapprochent le plus des exigences spécifiques en termes de débit et de hauteur manométrique totale (Hmt) à respecter.

V.2.6.1. Pompe de la station de reprise (SR00)

- Caractéristiques de la conduite

- $Q = 26 \text{ l/s}$

- $H_g = 121 \text{ m}$

- $\Delta H_t = 4,39444406$

- $H_{mt} = 125,40$

- $L = 1293 \text{ m}$

- $CTP(SR0) = 93,68$

- $D_{ext} = 250 \text{ mm}$

- Caractéristiques de la pompe

Selon le catalogue numérique CAPRARI, il est recommandé de choisir une pompe axial multicellulaires de type PM 100 /3 E ANNEXE(5)

- Données techniques/Caractéristiques

- $Q = 30,6 \text{ l/s}$

- $H_1 = 127 \text{ m}$

- $P_a = 50,1 \text{ KW}$

- $(NPSH)_r = 3,45 \text{ m}$

- $N = 1450 \text{ tr/min}$

- $\eta = 75,8\%$

- Le point de fonctionnement : P1 ($Q_1 = 30,6 \text{ l/s}$, $H_1 = 127 \text{ m}$)
- Le point désiré : P1 ($Q_1 = 26 \text{ l/s}$, $H = 125,4 \text{ m}$).

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR0) sont représentées dans la figure (V.6) ci-après.

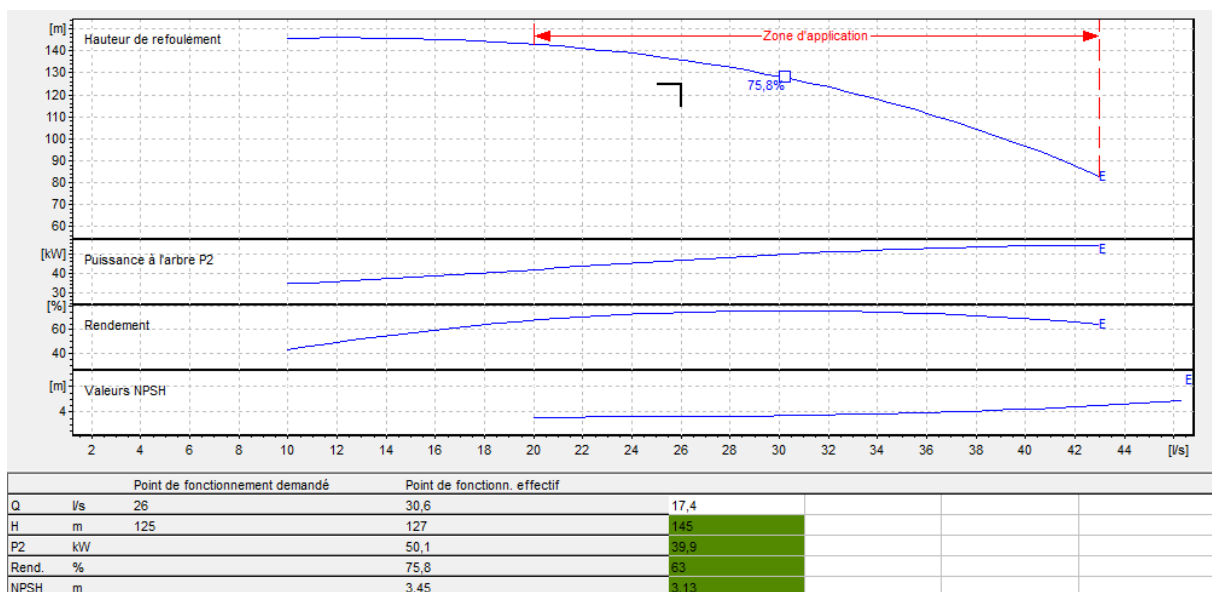


Figure (V.6) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 00)

D'après la figure (V.5) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement P1 (Q1=30,6l/s, H1=127m) ne concorde pas avec le point désiré P1 (Q1=26l/s, H=125,4m). donc cette pompe a besoin des modifications.

- Pompe de la station de reprise (SR00) :

-Réalisation du point de fonctionnement

*Courbe caractéristique de la pompe

On a :

$$H_p = a \times Q_p^2 + b \quad (V.14)$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points, tels que :

a) $H_1 = 127 \text{ m}$ $Q_1 = 30,6 \text{ l/s}$

b) $H_1 = 145 \text{ m}$ $Q_1 = 0 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

- $127 = a \times (30,6)^2 + b$

- $145 = a \times (0)^2 + b$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H_p = 0,019 \times Q_p^2 + 145$$

Pour la réalisation du point désiré on fait appel soit à :

A-Réduction ou augmentation du temps de pompage (t_p)

Le nouveau temps de pompage (t_p') sera :

$$t_p' = \frac{t_p \times Q}{Q_1} = 20 \times \frac{26}{30,6} = 16,99 \text{ h}$$

c'est-à-dire :

$$t_p' = 16 \text{ h } 59 \text{ min}$$

Donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{R} = \frac{9,81 \times 0,0306 \times 127}{0,758} = 50,3 \text{ Kw}$$

B-Régulation par étouffement (le vannage)

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

$$h = H' - H = 137 - 125,4 = 11,6 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a' = \frac{g \times H' \times Q}{R} = \frac{9,81 \times 137 \times 0,0306}{0,758}$$

D'où :

$$P_a' = 41,08 \text{ Kw}$$

C.Variation de la vitesse de rotation

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

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times (Q_i)^2 = \frac{125,1}{676} \times (Q_i) = 0,185 \times (Q_i)^2$$

Donc :

$$H_i = 0,185 \times Q_i^2$$

La courbe iso-rendement coupe celle de la pompe au point P4 (Q4=26 l/s ,H4=135m)

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

$$N' = N \times \frac{Q}{Q_4} = 1450 \times \frac{26}{26}$$

D'où :

$$N' = 1450 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée est :

$$P'_a = \frac{\rho \times Q_4 \times H_4}{R} = \frac{9,81 \times 0,026 \times 135}{0,758} = 19,51 \text{ Kw}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la troisième variante qui consiste à la variation de la vitesse de rotation car elle donne la plus petite puissance absorbée $P'_a = 19,98$ de toutes les variantes étudiées . C'est la solution la plus économique.

-Vérification de la cavitation de la pompe choisie

-CTP(SR00)=93,98 m

-Cp=90,98 m

-Ha=CTP-Cp=93,98-90,98=3 m

-NPSH_r=3,45 m

Ha>0, donc la pompe est montée en charge .

En appliquant la relation (V.15), on aura :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0012 \times (CTP(SR00)) + 3 - 0 - 0,024$$

D'où :

$$(NPSH)_d = 13,21 \text{ m}$$

Remarque : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

V.2.6.2. Pompe de la station de reprise (SR01)

- Caractéristiques de la conduite

- Q =26 l/s

- Hg=16 m

- ΔHt=74,80 m

- Hmt=90,80

- L=1810 m

- CTP(SR1)= 212,68 m
- Dext=160 mm

- Caractéristiques de la pompe

Selon le catalogue numérique CAPRARI, il est recommandé de choisir une pompe axial multicellulaires de type PM 80/2 A ANNEXE(6)

- Données techniques/Caractéristiques

- Q= 26,2l/s
- H1=91,9m
- Pa=31,1Kw
- (NPSH)r=4,08 m
- N=1450 tr/min
- η =75,6 %

- Le point de fonctionnement :P1 (Q1=26,2 l/s, H1=91,9 m)
- Le point désiré :P1 (Q1=2-l/s, H=90,80 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 01) sont représentées dans la figure (V.7) ci-après.

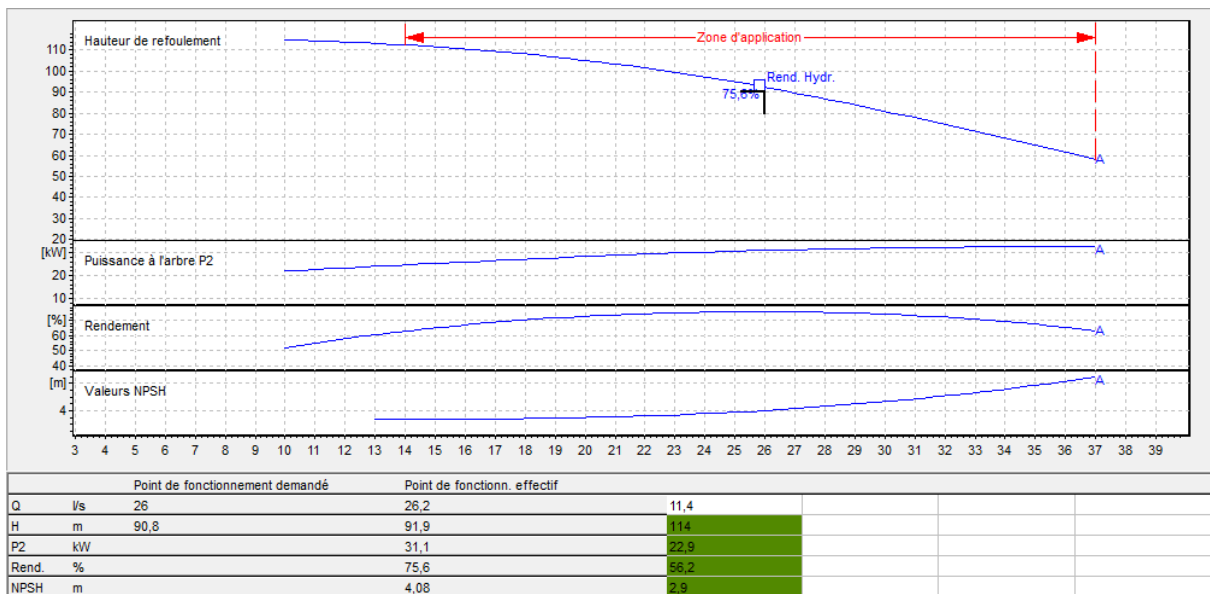


Figure (V.7) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 01)

D'après la figure (V.6) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement P1 (Q1=26,2l/s, H1=91,9m) ne concorde pas avec le point désiré P1 (Q1=26 l/s, H=90,80m). donc cette pompe a besoin des modifications.

-Réalisation du point de fonctionnement

*Courbe caractéristique de la pompe

On a :

$$H_p = a \times Q_p^2 + b$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points, tels que :

a) $H_1 = 91,9\text{m}$ $Q_1 = 26,2 \text{ l/s}$

b) $H_1 = 114 \text{ m}$ $Q_1 = 0 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

- $91,9 = a \times (26,2)^2 + b$
- $114 = a \times (0)^2 + b$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H_p = 0,032 \times Q_p^2 + 114$$

Pour la réalisation du point désiré on fait appel soit à :

A-Réduction ou augmentation du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage (t_p') sera :

$$t_p' = \frac{t_p \times Q}{Q_1} = 20 \times \frac{2}{26,2} = 1,53\text{h}$$

c'est-à-dire :

$$t_p' = 1\text{h}32\text{min}$$

Donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{R} = \frac{9,81 \times 0,0262 \times 91,9}{0,756} = 31,01 \text{ Kw}$$

B-Régulation par étouffement (le vannage)

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

$$h = H' - H = 92 - 90,8 = 1,2 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a' = \frac{g \times H' \times Q}{R} = \frac{9,81 \times 92 \times 0,002}{0,756}$$

D'où :

$$P_a' = 2,39 \text{ Kw}$$

C.Variation de la vitesse de rotation

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

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times (Q_i)^2 = \frac{90,8}{4} \times (Q_i) = 22,7 \times (Q_i)^2$$

Donc :

$$H_i = 22,7 \times Q_i^2$$

La courbe iso-rendement coupe celle de la pompe au point P4 ($Q_4=26$ l/s , $H_4=92$ m)

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

$$N' = N \times \frac{Q}{Q_4} = 1450 \times \frac{2}{26}$$

D'où :

$$N' = 112 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée est :

$$P'_a = \frac{g \times Q_4 \times H_4}{R} = \frac{9,81 \times 0,026 \times 92}{0,756} = 31,04 \text{ Kw}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la deuxième variante qui consiste à régulation par étouffement car elle donne la plus petite puissance absorbée $P'_a=2,39$ Kw de toutes les variantes étudiées. C'est la solution la plus économique.

-Vérification de la cavitation de la pompe choisie

$$-CTP(SR01) = 212,68 \text{ m}$$

$$-C_p = 209,68 \text{ m}$$

$$-H_a = CTP - C_p = 212,68 - 209,68 = 3 \text{ m}$$

$$-NPSH_r = 4,05 \text{ m}$$

$H_a > 0$, donc la pompe est montée en charge .

En appliquant la relation (V.15), on aura :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0012 \times (CTP(SR01)) + 3 - 0 - 0,024$$

D'où :

$$(NPSH)_d = 13,05 \text{ m}$$

Remarque : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

V.2.6.3. Pompe de la station de reprise (SR02)

- Caractéristiques de la conduite

$$- Q = 12 \text{ l/s}$$

$$- H_g = 100 \text{ m}$$

$$- \Delta H_t = 14,5591498 \text{ m}$$

- **Hmt**=114,55915

- **L**=1652 m

- **CTP(SR2)**= 326 m

- **Dext**=160 mm

- **Caractéristiques de la pompe**

Selon le catalogue numérique CAPRARI, il est recommandé de choisir une pompe axial multicellulaires de type PM 80/10 A ANNEXE(7)

- **Données techniques/Caractéristiques**

- **Q**=12,9 l/s

- **H1**=117m

- **Pa**=20,1Kw

- **(NPSH)_r**=1,54 m

- **N**=1450 tr/min

- **η**=73,6 %

- Le point de fonctionnement :P1 (Q1=12,9l/s, H1=117 m)
- Le point désiré :P1 (Q1=12l/s, H= 114,56 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 02) sont représentées dans la figure (V.8) ci-après.

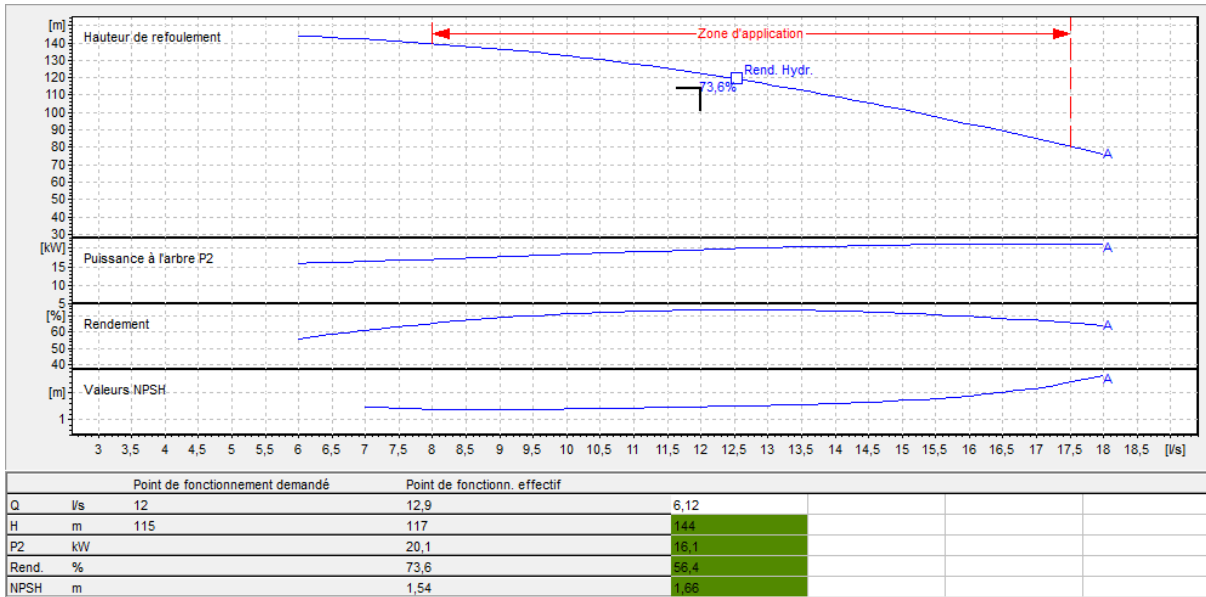


Figure (V.8) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 02)

D'après la figure (V.7) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement P1 (Q1=12,9l/s, H1=117m) ne concorde pas avec le point désiré P1 (Q1=12 l/s, H=114,56m). donc cette pompe a besoin des modifications.

-Réalisation du point de fonctionnement

*Courbe caractéristique de la pompe

On a :

$$H_p = a \times Q_p^2 + b$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points, tels que :

- a) H1= 117m Q1=12,91 l/s
- b) H1=143 m Q1=0 l/s

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

- $117 = a \times (12,91)^2 + b$
- $143 = a \times (0)^2 + b$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H_p = 0,156 \times Q_p^2 + 143$$

Pour la réalisation du point désiré on fait appel soit à :

A-Réduction ou augmentation du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage (t'p) sera :

$$t'_p = \frac{tp \times Q}{Q_1} = 20 \times \frac{12}{12,9} = 18,6h$$

c'est-à-dire :

$$t'_p = 18\text{h}36\text{min}$$

Donc :

$$P'_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{R} = \frac{9,81 \times 0,0129 \times 117}{0,736} = 20,12 \text{ Kw}$$

B-Régulation par étouffement (le vannage)

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

$$h = H' - H = 123 - 114,56 = 22,44 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P'_a = \frac{g \times H' \times Q}{R} = \frac{9,81 \times 123 \times 0,012}{0,736}$$

D'où :

$$P'_a = 19,67 \text{ Kw}$$

C.Variation de la vitesse de rotation

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

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times (Q_i)^2 = \frac{114,56}{144} \times (Q_i) = 0,796 \times (Q_i)^2$$

Donc :

$$H_i = 0,796 \times Q_i^2$$

La courbe iso-rendement coupe celle de la pompe au point P4 ($Q_4 = 12 \text{ l/s}$, $H_4 = 122\text{m}$)

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

$$N' = N \times \frac{Q}{Q_4} = 1450 \times \frac{12}{12}$$

D'où :

$$N' = 1450 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée est :

$$P'_a = \frac{g \times Q_4 \times H_4}{R} = \frac{9,81 \times 0,012 \times 122}{0,736} = 19,51 \text{ Kw}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la troisième variante qui consiste à la variation de la vitesse de rotation car elle donne la plus petite puissance absorbée $P'_a = 19,51 \text{ Kw}$ de toutes les variantes étudiées . C'est la solution la plus économique.

-Vérification de la cavitation de la pompe choisie

-CTP(SR02) = 326 m

-Cp = 323 m

-Ha = CTP - Cp = 326 - 323 = 3 m

-NPSH_r = 1,54 m

Ha > 0, donc la pompe est montée en charge .

En appliquant la relation (V.15), on aura :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0012 \times (CTP(SR02)) + 3 - 0 - 0,024$$

D'où :

$$(NPSH)_d = 12,91 \text{ m}$$

Remarque : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

V.2.6.4. Pompe de la station de reprise (SR03)

-Caractéristique de la conduite :

- $Q = 6,3 \text{ l/s}$

- $H_g = 196 \text{ m}$

- $\Delta H_t = 27,2300878 \text{ m}$

- $H_{mt} = 223,230088 \text{ m}$

- $L = 1420 \text{ m}$

- $CTP(SR3) = 432,06 \text{ m}$

- $D_{ext} = 125 \text{ mm}$

- **Caractéristiques de la pompe**

Selon le catalogue numérique CAPRARI, il est recommandé de choisir une pompe axial multicellulaires de type PM 125/10 D ANNEXE(8)

- **Données techniques/Caractéristiques**

- $Q = 6,07 \text{ l/s}$

- $H_1 = 221 \text{ m}$

- $P_a = 59,1 \text{ Kw}$

- $(NPSH)_r = 2,78 \text{ m}$

- $N = 1450 \text{ tr/min}$

- $\eta = 25,3 \%$

- Le point de fonctionnement : P1 ($Q_1 = 6,07 \text{ l/s}$, $H_1 = 221 \text{ m}$)
- Le point désiré : P1 ($Q_1 = 6,3 \text{ l/s}$, $H = 223,23 \text{ m}$).

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 03) sont représentées dans la figure (V.9) ci-après.

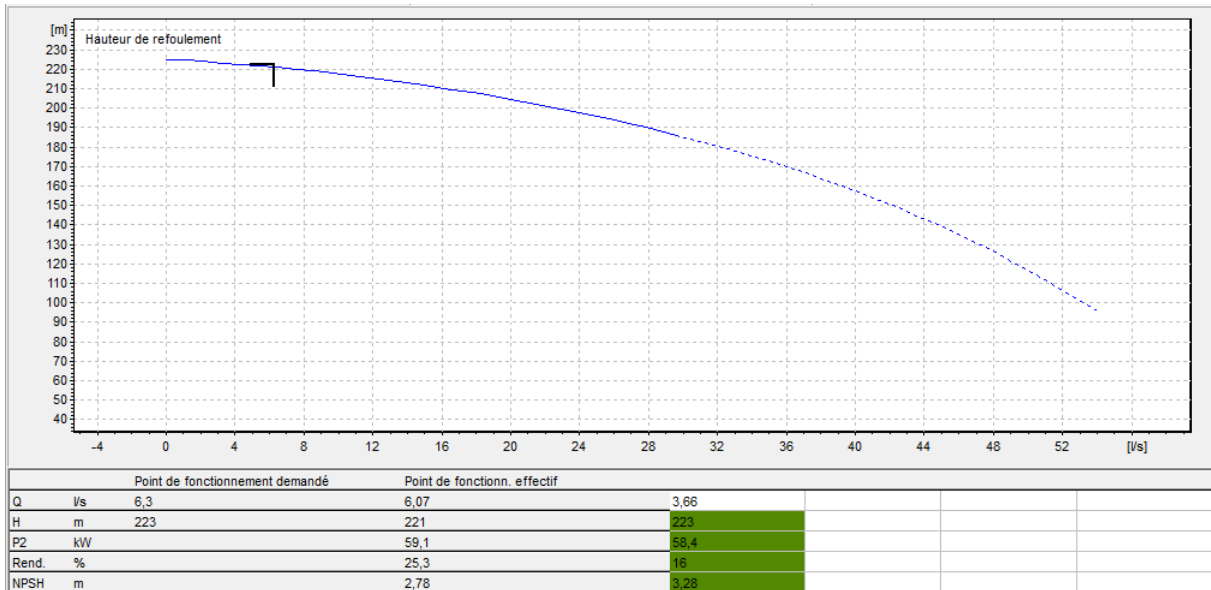


Figure (V.9) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR 03)

D'après la figure (V.9) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement P1 (Q1=6,07l/s, H1=221m) ne concorde pas avec le point désiré P1 (Q1= 6,3l/s, H=223,23m). donc cette pompe a besoin des modifications.

-Réalisation du point de fonctionnement

*Courbe caractéristique de la pompe

On a :

$$H_p = a \times Q_p^2 + b$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points, tels que :

a) $H_1 = 221\text{m}$ $Q_1 = 6,07\text{ l/s}$

b) $H_1 = 225\text{ m}$ $Q_1 = 0\text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

- $221 = a \times (6,07)^2 + b$
- $225 = a \times (0)^2 + b$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H_p = 0,109 \times Q_p^2 + 225$$

Pour la réalisation du point désiré on fait appel soit à :

A-Réduction ou augmentation du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage (tp') sera :

$$t'_p = \frac{t_p \times Q}{Q_1} = 20 \times \frac{6,3}{6,07} = 20,76\text{h}$$

c'est-à-dire :

$$t'_p = 20\text{h}46\text{min}$$

Donc :

$$P'_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{R} = \frac{9,81 \times 0,0063 \times 221}{0,253} = 53,99 \text{ Kw}$$

B-Régulation par étouffement (le vannage)

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

$$h = H' - H = 224 - 223,23 = 0,77 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P'_a = \frac{g \times H' \times Q}{R} = \frac{9,81 \times 224 \times 0,0063}{0,253}$$

D'où :

$$P'_a = 54,72 \text{ Kw}$$

C.Variation de la vitesse de rotation

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

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times (Q_i)^2 = \frac{223,23}{39,69} \times Q_i^2 = 5,62 \times Q_i^2$$

Donc :

$$H_i = 5,62 \times Q_i^2$$

La courbe iso-rendement coupe celle de la pompe au point P4 ($Q_4 = 6,5 \text{ l/s}$, $H_4 = 222\text{m}$)

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

$$N' = N \times \frac{Q}{Q_4} = 1450 \times \frac{6,3}{6,5}$$

D'où :

$$N' = 1405 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée est :

$$P'_a = \frac{g \times Q_4 \times H_4}{R} = \frac{9,81 \times 0,0065 \times 222}{0,253} = 55,95 \text{ Kw}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la première variante qui consiste à la réduction du temps de pompage car elle donne la plus petite puissance absorbée $P'_a = 53,99$ de toutes les variantes étudiées . C'est la solution la plus économique.

-Vérification de la cavitation de la pompe choisie

-CTP(SR03)=432,06 m

-Cp=429,06

-Ha=CTP-Cp=432,06-429,06=3 m

-NPSH_r=2,78 m

$H_a > 0$, donc la pompe est montée en charge .

En appliquant la relation (V.15), on aura :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0012 \times (CTP(SR03)) + 3 - 0 - 0,024$$

D'où :

$$(NPSH)_d = 12,79 \text{ m}$$

Remarque : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

V.3 : Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire qui se produit dans une conduite lorsque des variations significatives et souvent rapides du débit se produisent à l'extrémité aval. En d'autres termes, chaque portion d'eau à l'intérieur de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à différents moments (propagation d'ondes), ce qui donne lieu à un phénomène "oscillatoire" caractérisé par des fluctuations périodiques.[12]

V.3.1. Causes du coup de bélier

Les principales causes du coup de bélier sont les suivantes :[12]

1. Fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne placé à l'extrémité d'une conduite d'adduction : Lorsque le robinet vanne est fermé brusquement, le débit d'eau est rapidement interrompu, ce qui crée une surpression dans la conduite et déclenche le coup de bélier.
2. Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir : Si les pompes qui alimentent la conduite sont arrêtées brusquement en raison d'une disjonction ou d'un dysfonctionnement, le débit d'eau cesse subitement, entraînant une augmentation de la pression et la survenue du coup de bélier.
3. Démarrage d'un groupe d'électropompes avec une vanne ouverte : Lorsque les pompes démarrent tout en ayant une vanne ouverte en amont, cela peut entraîner une augmentation rapide du débit, provoquant des variations de pression et la formation d'un coup de bélier.
4. Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée : Si une pompe démarre ou s'arrête brusquement dans une conduite déjà en fonctionnement, cela perturbe le débit d'eau et crée des variations de pression qui peuvent donner lieu à un coup de bélier.

Ces différentes actions provoquent des perturbations dans l'écoulement de l'eau, créant des ondes de pression qui se propagent le long de la conduite et génèrent le phénomène oscillatoire du coup de bélier.

V.3.2. Conséquences du coup de bélier

Les principales conséquences sont [2]

- une émission de bruit caractéristique ;
- Usure prématurée des équipements et parfois même leur détérioration soudaine ;
- Les fuites au niveau des raccords peuvent entraîner une détérioration des joints ;
- La surpression peut causer l'éclatement de la conduite ;
- La dépression peut provoquer l'écrasement de la conduite.

V.3.3. Moyens de protection des installations

Il n'est pas réalisable d'éliminer complètement les effets du coup de bélier, mais il est important de prendre des mesures pour les limiter à des niveaux compatibles avec la résistance des installations.

Les dispositifs anti-bélier devront donc être conçus de manière à avoir les effets suivants :

- De limiter la dépression ;
- De limiter la surpression.

Il est essentiel d'examiner systématiquement les conduites de refoulement en termes de protection contre les coups de bélier. De même, il convient d'effectuer une évaluation similaire pour les conduites d'adduction gravitaire, dont le débit est régulé en aval par un robinet dont les propriétés de fermeture sont connues.

Les dispositifs les plus couramment utilisés sont les suivants :[12]

- Le volant d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses (Les reniflards) ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminées d'équilibre

V.3.4. Définition des pressions

En hydraulique, la notion de pression est d'une grande importance, mais elle est complexe car elle comporte différentes définitions selon les normes, les règles, les pratiques et les régimes d'écoulement auxquels on se réfère. Par conséquent, on peut distinguer les éléments suivants :

V.3.4.1. Pression nominale

La pression nominale (PN) est largement utilisée dans la dimensionnement des canalisations en PVC ou en PEHD. Elle est exprimée en bar et représente la pression à laquelle l'équipement peut résister sans défaillance et avec une marge de sécurité adéquate pendant une durée donnée à une température spécifiée. Il convient de noter que cette pression peut varier dans le temps et en fonction de la température.

V.3.4.2. Pression maximale admissible

Selon la norme NF EN 805, dont l'objectif est de déterminer les caractéristiques du réseau et de se conformer aux normes et niveaux de services définis pour l'ensemble des conduites d'exploitation, en tenant compte des considérations économiques, la Pression Maximale Admissible (PMA) est définie comme la pression, y compris le coup de bélier, à laquelle un composant peut résister lorsqu'il est soumis de manière intermittente pendant son fonctionnement. La PMA est établie en prenant en compte les variations de pression, y compris le phénomène du coup de bélier, afin de garantir la résistance et la durabilité du composant.

V.3.5. Etude du coup de bélier

L'objectif de cette analyse est de calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons du réseau, et de s'assurer que ces valeurs restent inférieures à la pression de service spécifiée.

V.3.5.1. Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [2]

$$a = \frac{9000}{\sqrt{48.3 + \frac{Kc \times Dint}{e}}} \quad (V.15)$$

avec :

- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- $Dint$: Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ($Kc=83$ pour le PEHD) ;
- e : Epaisseur de la conduite (m).

Pour la valeur maximale du coup de bélier on peut différencier deux cas :

➤ La valeur maximale de la pression-surpression

$$H_s = H_0 + B \quad (V.16)$$

➤ La valeur minimale de la pression-dépression

$$H_d = H_0 - B \quad (V.17)$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V.18)$$

D'où :

- H_0 : La pression absolue de la conduite ;
- H_g : La hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : La pression atmosphérique.

B. Cas d'une fermeture lente

Une fermeture lente est caractérisée par un temps (T_f), tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (V.19)$$

La valeur maximale du coup de bélier peut être calculée à l'aide de la formule de MICHAUD [2]

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (V.20)$$

Avec :

- L : La longueur de la conduite (m) ;
- T_f : Le temps de fermeture de la vanne (s).

Dans le cadre de cette étude, nous allons considérer le cas le plus défavorable du coup de bélier, qui se produit lors d'une fermeture brusque plutôt que lors d'une fermeture lente. Lors d'une fermeture brusque, la valeur maximale du coup de bélier est généralement plus élevée que lors d'une fermeture lente. Par conséquent, nos calculs et analyses se concentreront sur ce scénario pour évaluer de manière conservatrice les impacts potentiels du coup de bélier sur le système hydraulique concerné.

V.3.6. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

A. Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des différents tronçons hydrauliques sont spécifiées dans le tableau ci-dessous (V.2)

Tronçons	Dext (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)
SR(00)-SR(01)	250	22,7	0,79	1293
SR(01)-SR(02)	160	14,6	1,94	1810
SR(02)-SR(03)	160	14,6	0,89	1652
SR(03)-R (250m ³)	125	17,1	0,97	1420

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon du système sont présentées dans le tableau ci-dessous (V.3)

Adduction	Trançons	Hg(m)	H ₀	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd(m)	PNS (bar)	matériau
Par : Re Fou Le Me ntt	SR(00)- SR(01)	121	13	350,80	28,25	159,25	102,97	16	PEHD
	SR(01)- SR(02)	16	26	351,80	69,57	95,572	-43,572	16	PEHD
	SR(02)- SR(03)	100	11	351,80	31,91	141,91	78,083	16	PEHD
	SR(03)- R(250m ³)	196	20	447,68	44,26	230,26	161,73	25	PEHD

B. Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus de tableau (V.3) ci-dessus pour les tronçons d'adduction par refoulement on remarque :

-Pour les tronçons SR(00)-SR(01), SR(02)-SR(03) et SR(03)-R(250m³) : Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les trois tronçons de refoulement vérifient la pression minimale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

-Pour le tronçon SR(01)-SR(02) : la valeur de la surpression pour ce tronçon ne dépasse pas la pression nominale, mais on enregistre une valeur négative en dépression pour ce tronçon ; ce qui nécessite un dispositif anti-coup de bélier. Cependant, on peut envisager dans un tel cas à une solution pratique qui est l'installation de réservoir d'air anti-bélier au niveau de la station de reprise SR01.

V.4.2 Choix des moyens de protection contre le coup de béliet

Au niveau de tronçon deSR(01)-SR(02), on a une Dépression négative égale à -43,572 m. Nous avons sélectionné le réservoir d'air comme méthode de protection pour ce tronçon d'adduction, car il s'agit du dispositif le plus simple et efficace pour prévenir les surpressions et les dépressions susceptibles de compromettre le bon fonctionnement de l'installation.

V.4.3 Calcul du réservoir d'air [13]

V.4.3.1 Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas, le dispositif utilisé pour réduire la pression est une tuyère, où la valeur de la pression amont est fixée à U_0 . Sur le diagramme de la perte de charge (H) en fonction de la vitesse de débit (V_f) en régime normal, l'horizontale passe par la valeur de Z.

$$Z_0 = H_0 + 10$$

Où :

- H_g : Hauteur géométrique
- Z_0 : Pression absolue.

V.4.3.2 Principe de calcul du réservoir d'air

1- Les temps se suivent selon les valeurs de $T = \frac{2 \times L}{a}$

L'augmentation ou la diminution (U) de ce volume est due, vers la conduite, au cours du régime transitoire avec :

$$\Delta U = S \times V_m \times T$$

Où :

- S : Section de la conduite
- T: Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite
- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la vitesse choisie.

3- Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la Colonne précédente ΔU .

4-La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U^{0.4} = Z \times U_0^{1.4}$$

Où :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z_0 : Pression absolue ;

- U_0 : Volume d'air initial ;
- V : Volume nouveau de l'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

5- La vitesse dans la tubulure

a) Cas de la montée de l'eau :

A la montée de l'eau, on a un coefficient de débit de 0.92.

$$V_1/V_f = D^2/d^2 = K$$

Où :

- V_1 = Vitesse dans la tuyère ;
- V_f = Vitesse finale choisie ;
- D : Diamètre de la conduite ;
- d' : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$d' = 0.92 d$$

- d : Sera choisi de manière à avoir le rapport

$$V_1/V_f = K \text{ compris entre 15 et 20}$$

b) Cas de la descente de l'eau :

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2$$

Où :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère ;
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

6- Calcul des pertes de charge

a) Cas de la montée de l'eau :

$$\Delta h_1 = C \times (V_2/2g) \quad (\text{V-21})$$

Avec :

$$C = f(m)$$

$$m_1 = (0,92.d)^2/D^2 \quad (\text{V-22})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (5)).

b) Cas de la descente de l'eau :

$$h_2 = C' \times (V_2/2g) \quad (\text{V-23})$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m1' = 1/2 \times (d/D)^2 \text{ (V-19)}$$

La valeur de «C'» est lue sur l'abaque (Annexe (5)).

La Perte de charge δ est donnée par la formule de COLEBROOCK, ainsi pour le PEHD :

$$\delta = 1.1 \times (\lambda L V_f^2) / D \times 2 \times g \text{ (V-24)}$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

- Cas de la montée : $Z - \Delta h1 - \delta$; (V-25)

- Cas de la descente : $Z' + \Delta h2 + \delta$; (V-26)

Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir la note de calcul d'AMARA, L sur le coup de béliet sont donnés dans les tableaux (V-4) et (V-5) ci-dessous

Tableau (V.4) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air

Tableau (V.5) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air

temps	ΔU	U	Z	$\Delta h1 ; \Delta h2$	Z- Δh ; Z+ Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,5	41,7219629	0	41,7219629	15,7219629	26	1,29378981	0	0	
11,3169912	0,3316269	0,8316269	22,6576312	26,3269075	-3,66927626	23,9125232	-27,5817995	-0,34947937	1,45817333	1,62256685	-1,97203623
22,6339824	0,28799925	1,11962615	15,8577328	8,28328789	7,5744449	8,19579145	-0,62134655	-2,80918321	1,26634128	0,9101257	-3,71930891
33,9509736	0,11874954	1,23837569	14,0509548	0,1800019	13,8709529	0,23644043	13,6345124	-4,00484785	0,52214524	0,13416479	-4,13901264
45,2679648	-0,03063783	1,20773786	14,4797652	1,62889461	16,1086598	1,81780817	17,926468	-4,63168031	-0,13471544	-0,40359566	-4,22808464
56,584956	-0,10486999	1,10286787	16,1473238	2,68984609	18,8371699	2,89242927	21,7295992	-5,01024924	-0,46111646	-0,51863726	-4,49161198
67,9019472	-0,11327721	0,98959066	18,3900128	2,28034221	20,6703551	2,48223658	23,1525916	-5,22854121	-0,49808327	-0,47752929	-4,75101192
79,2189384	-0,10575382	0,88383684	21,0611566	2,0473459	23,1085025	2,24645757	25,35496	-5,33564908	-0,46500268	-0,45247607	-4,88317302
90,5359296	-0,09885053	0,78498632	24,2825467	1,73740017	26,0199469	1,92966721	27,9496141	-5,29563985	-0,4346487	-0,41682132	-4,87881853
101,852921	-0,08993509	0,69505122	28,1001451	1,39930785	29,499453	1,57924982	31,0787028	-5,08009247	-0,39544728	-0,37407323	-4,70601923
113,169912	-0,079	0,61605123	32,4779453	1,02821189	33,5061572	1,18719936	34,6933565	-4,65772516	-0,34736533	-0,32065743	-4,33706772
124,486903	-0,06556888	0,55048235	37,1737747	0,65515106	37,8289257	0,78210908	38,6110348	-4,00435311	-0,28830831	-0,25595919	-3,74839393
135,803894	-0,04938553	0,50109682	41,6124001	0,31805192	41,930452	0,40054224	42,3309943	-3,11674679	-0,21714965	-0,1783401	-2,93840668
147,120886	-0,03049456	0,47060226	44,8687459	0,08069585	44,9494418	0,11248105	45,0619228	-2,03130191	-0,13408549	-0,08983087	-1,94147104
158,437877	-0,00986361	0,46073864	46,0238739	9,546E-05	46,0237784	0,0002191	46,0235593	-0,83261189	-0,0433706	0,00308967	-0,83570156

A partir du tableau on a :

- La surpression maximale = 20,02 m
- La dépression maximale = 29,67 m
- Le volume total du réservoir d'air = $U_t = U_{max} \times 1,2 = 2,48 \text{ m}^3$

Donc, le volume de réservoir d'air est : 3m^3

CONCLUSION

Au cours de ce chapitre, dans la première partie nous avons utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI pour déterminer celles offrant les rendements les plus élevés. Après avoir effectué des calculs des hauteurs manométriques totales et des débits souhaités, nous avons choisi d'utiliser des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les quatre stations de reprise. Afin d'optimiser le fonctionnement du réseau, nous avons également effectué différentes modifications en étudiant chaque variante séparément, comme mentionné précédemment. Enfin, nous avons vérifié la présence à du phénomène de cavitation, qui peut avoir un impact considérable sur les pompes.

La suite de ce chapitre, l'étude du phénomène du coup de béliet Selon l'étude réalisée dans ce chapitre, nous avons constaté que trois tronçons de la canalisation respectent les valeurs maximales de pression en surpression et n'atteignent pas des valeurs négatives en dépression. D'autre part l'enregistrement d'un tronçon qui nécessite de mettre en place un dispositif anti-béliet pour protéger notre canalisation contre les coups de béliet.

CHAPITRE VI

Distribution

Chapitre VI

Introduction

Après avoir stocké l'eau dans le réservoir, Notre tâche consiste à sélectionner un réseau approprié pour la distribution d'eau à la population, après avoir évalué leurs besoins en eau. L'objectif est de garantir une satisfaction de la demande des consommateurs en termes de débit et de pression. Pour cela, nous devons dimensionner les différentes sections de canalisation du réseau en fonction des diamètres optimaux requis.

VI.1 Les fonctions du système de distribution

Quatre critères essentiels sont pris en compte dans la conception des réseaux de distribution d'eau potable, afin de garantir un approvisionnement adéquat depuis le réservoir jusqu'aux abonnés. Ces critères sont les suivants :

- Rendre l'accès technique et financier à l'eau potable facile et abordable pour les utilisateurs.
- fournir une eau de qualité répondant aux normes de potabilité aux utilisateurs.
- Assurer une fourniture continue de services d'eau.
- Maintenir une pression de service adéquate pour les utilisateurs.

VI.2 Classification des réseaux de distribution

Afin d'améliorer les performances du système de distribution d'eau, il est courant de diviser celui-ci en sous-réseaux. Chaque sous-réseau est conçu pour remplir des fonctions spécifiques. Le choix des conduites qui composent ces sous-réseaux dépend de plusieurs facteurs tels que les débits impliqués, la taille globale du réseau et l'importance de chaque tronçon de canalisation dans le fonctionnement global du système.

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

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

VI.2.1. Réseau ramifié :

Dans ce réseau de distribution, l'eau circule dans un seul sens, allant des conduites principales aux conduites secondaires, puis aux conduites tertiaires. Par conséquent, chaque point du réseau est alimenté en eau uniquement à partir d'un seul côté. Ce type de réseau est généralement adopté pour les zones rurales.

VI.2.2. Réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'un ensemble de conduites qui sont interconnectées pour former des boucles fermées, appelées mailles. Cette configuration permet à chaque point du

Chapitre VI

réseau d'être alimenté en eau à partir de deux ou plusieurs côtés. Ce type de réseau est généralement adopté pour les zones urbaines pratiquement sans relief.

VI.2.3. Réseau étagé :

Avec ce type de réseau, il est possible de créer des réseaux autonomes avec une pression limitée, généralement autour de 40 mètres d'eau. Ce type de réseau est mis en place lorsque la distribution à partir d'un réservoir principal entraîne des pressions élevées aux points bas généralement dans le cas où la topographie est très tourmentée. Dans ce cas, l'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le réservoir principal permet de réguler la pression dans le réseau.

VI.2.4. Réseau combiné :

Le réseau est composé d'une section ramifiée et d'une section maillée. Ce type de réseau est employé pour fournir de l'eau aux quartiers périphériques de la ville en utilisant des ramifications provenant des mailles du centre-ville.

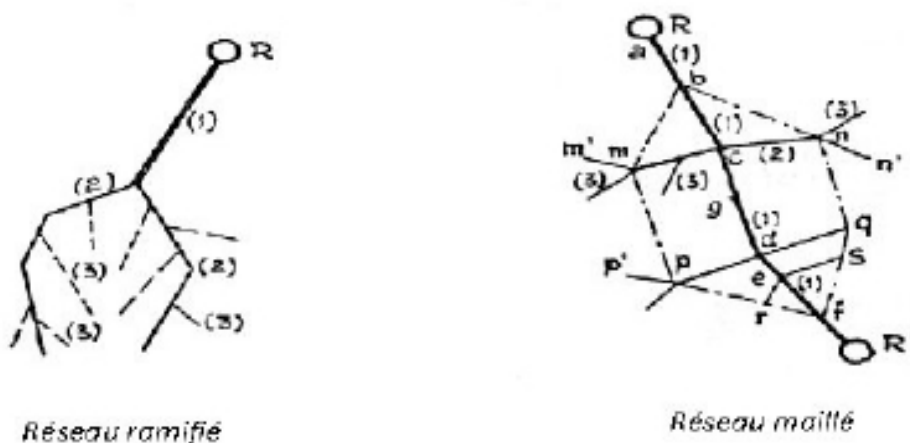


Figure (VI.1) : Types de réseaux de distribution (Réseau ramifié et Réseau maillé)

VI.3 Le tracé du réseau de distribution :

L'objectif du tracé du réseau de distribution est d'assurer un accès économiquement optimal du réseau aux utilisateurs tout en évitant les problèmes d'exploitation et de maintenance. Les principes du tracé d'un réseau sont les suivants :

- Un fonctionnement hydraulique simple et efficace est recherché dans la conception du réseau.
- La continuité du service est assurée en évitant la création de points faibles et en prévoyant des alternatives en cas de rupture.
- Le réseau est équipé du matériel minimal nécessaire pour faciliter la gestion et l'entretien, notamment des vannes, des dispositifs de vidange et des ventouses.
- La longueur du réseau est optimisée en sélectionnant préalablement les rues qui accueilleront les conduites et en déterminant judicieusement leur emplacement au sein de ces rues.

Chapitre VI

VI.4 La conception du réseau de distribution :

VI.4.1 Equipements hydrauliques :

VI.4.1.1 Type des tuyaux :

Lorsque l'on choisit le matériau des conduites, on prend en considération à la fois la nature du sol (son niveau d'agressivité) et des critères économiques tels que le coût, la disponibilité sur le marché des conduites et de leurs accessoires de réparation, ainsi que les performances des différents matériaux. Nous avons opté pour le matériau en polyéthylène haute densité (PEHD) avec une pression nominale (PN) de 10 bars pour les motifs suivants :

- Sa large disponibilité sur le marché national.
- Capacité à résister à la corrosion.
- Longévité de plus de 50 ans.
- Ses parois lisses qui permettent de réduire les pertes de charge.

VI.4.1.2 Appareil et accessoires du réseau :

Les accessoires doivent être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants [14] :

- Les robinets-vannes : sont installés à chaque nœud du réseau et servent à isoler les différents tronçons lors d'une distribution sur l'un d'entre eux. Ils permettent également de réguler les débits. Leur manipulation s'effectue à partir du sol à l'aide d'une clé appelée béquille.
- Les décharges : sont des robinets positionnés aux points les plus bas du réseau de distribution afin de faciliter la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- Les bouches ou poteaux d'incendie : doivent être connectés aux conduites du réseau.
- Les ventouses sont des dispositifs positionnés au point le plus élevé du réseau afin de prévenir la formation de vide dans les installations hydrauliques. Leur fonction principale est d'éliminer les accumulations d'air dans les conduites du système.

VI.4.1.3 Pièces spéciales de raccordement :

- Les Tés : sont utilisés pour connecter les canalisations secondaires aux canalisations principales.
- Les coudes : sont utilisés lorsque l'on souhaite changer la direction d'une canalisation.
- Les cônes de réduction sont des éléments utilisés pour effectuer des raccordements lorsqu'il y a un changement de diamètre dans une canalisation.

VI.4.2 Le diamètre :

Le diamètre des conduites doit être sélectionné de manière optimale en prenant en compte les considérations suivantes :

Chapitre VI

-L'augmentation du diamètre des conduites entraîne une augmentation du coût de la conduite. Cependant, cela entraîne également une réduction significative des pertes de charge, ce qui se traduit par une diminution des dépenses énergétiques nécessaires pour le débit de l'eau.

- La réduction du diamètre des conduites entraîne une augmentation des pertes de charge et peut générer des surpressions sur les parois de la conduite. Cependant, cela se traduit par une diminution des coûts.

VI.4.3 La pression :

La pression de service fournie par le système de distribution doit être suffisante pour permettre aux utilisateurs de prélever de l'eau sans effort supplémentaire. Cependant, une pression excessive peut entraîner des risques tels que la rupture des conduites, les fuites d'eau et la détérioration des équipements tels que les compteurs et les robinets de puisage. Le réseau doit répondre aux exigences de pression suivantes :

- Un débit minimal de 3 mètres doit être assuré aux robinets d'eau les plus élevés, et de 5 mètres pour un chauffe-eau à gaz.
- Afin de préserver l'intégrité des canalisations et des joints, réduisant ainsi les fuites et les bruits, il est nécessaire d'éviter des pressions supérieures à 60 mètres. Si de telles pressions devaient se produire, il est recommandé d'installer des réducteurs de pression sur le réseau (dispositifs de rupture de charge) ou de mettre en place une distribution étagée.

VI.4.4 Le débit :

Le réseau de distribution sera conçu et dimensionné pour véhiculer le débit de pointe horaire à la distribution pour l'horizon de calcul fixé à l'année 2053.

VI.5.Choix du type des matériaux :

Pour effectuer un choix optimal des matériaux, on tient compte des critères suivants :

- Le diamètre ;
- La pression du service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix ;
- La durée de vie du matériau ;
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

VI.6.Exigences du réseau de distribution [2] :

Afin d'assurer la performance d'un réseau, plusieurs éléments doivent être pris en considération

Chapitre VI

- Il est nécessaire que la pression du réseau soit maintenue à un niveau supérieur à 1 bar pour assurer son bon fonctionnement.
- Il est impératif de veiller à ce que la pression maximale sur l'ensemble du réseau ne dépasse jamais 6 bars (60 mce), car cela pourrait entraîner des problèmes et des perturbations. Si nécessaire, une approche de distribution étagée ou l'installation de réducteurs de pression peuvent être envisagées pour réguler la pression.
- Il est recommandé de maintenir les vitesses d'écoulement dans une plage de 0,5 à 1,5 m/s pour assurer un fonctionnement optimal du réseau.
- Il est essentiel que les diamètres soient suffisamment larges pour faciliter le passage des débits de pointe.

VI.7 Description du réseau de distribution :

En raison du caractère rural de la localité de Sahel, de la topographie accidentée du terrain et de la dispersion des habitations, la distribution en eau potable sera réalisée par gravité. Ainsi, le réseau sera conçu de manière ramifiée, comme illustré dans la figure ci-dessous.

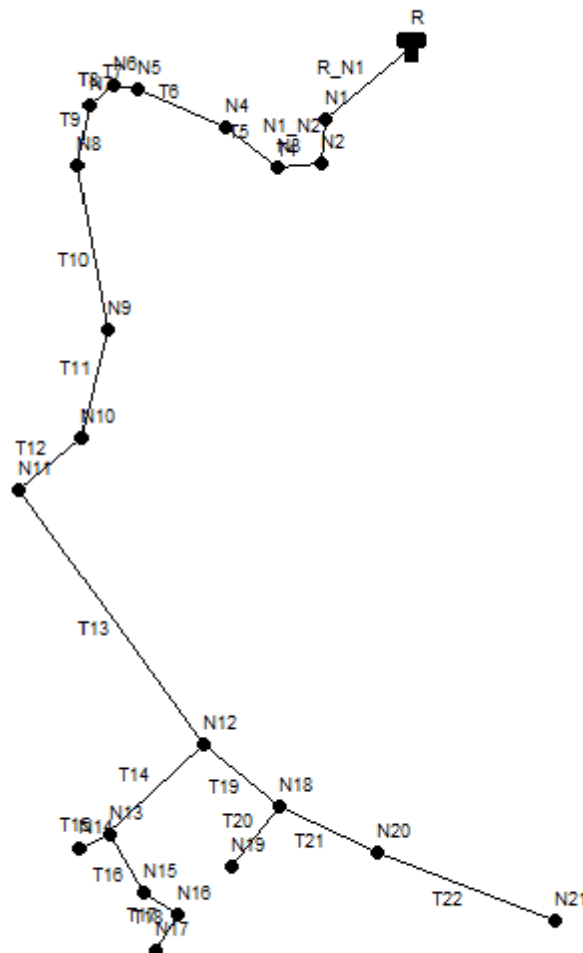


Figure (VI.2) : Schéma descriptif du réseau de distribution de la localité de Sahel

Chapitre VI

VI.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

VI.8.1. Débit de pointe :

Le débit de pointe est défini comme le débit horaire maximal atteint au cours de la journée, et il sert de base pour dimensionner le réseau de distribution. Sa valeur peut être calculée en utilisant la relation suivante :

$$Q_p = Q_{max.j} \times P_g \quad (VI.1)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (m^3/h) ;
- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- P_g : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

Le nombre d'habitants du réseau de distribution est estimé à 1500 habitants.

On a:

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (VI.2)$$

D'où :

- $\beta_{max} = 2$
- $\alpha_{max} = 1.2$

Alors:

$$K_{max.h} = 2,4.$$

A partir du tableau des régimes de consommation (Annexe 1), l'heure de pointe est de 11-12H avec un pourcentage de $P_g = 8,5\%$ de la consommation journalière.

D'où:

$$Q_p = 324 \times 0.085 = 27,54 \text{ m}^3/h = 7,65 \text{ l/s}.$$

Le débit de pointe de notre zone de distribution est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VI.1) : Débit de pointe du réseau

Réseau	Réservoir (m^3)	Nb. D'habitants (hab)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	Q_p (l/s)
1	150	1500	324	27,54	7,65

VI.8.2. Débit spécifique :

Il est défini comme étant le débit volumique d'eau traversant une canalisation par unité de temps, exprimé en mètres cubes par seconde. Cette grandeur peut être calculée en utilisant la relation suivante :

Chapitre VI

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (VI.3)$$

Avec

- Q_s : Débit spécifique (l/s. m) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

VI.8.3. Débit de route :

Le débit qui traverse un tronçon et est supposé être consommé de manière uniforme sur toute sa longueur est exprimé par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (VI.4)$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i - j).

VI.8.4. Débit au nœud :

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés à chaque nœud, qui alimentent la population répartie autour des tronçons de conduites partagées entre les nœuds concernés. La relation suivante donne leur expression :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (VI.5)$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$: La somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_c$: La somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

VI.8.5. Calcul de la pression :

La pression de service d'un nœud particulier est déterminée en soustrayant la cote du terrain naturel de la cote piézométrique de ce nœud. Le calcul s'effectue de la manière suivante :

$$P_{aval} = C P_{aval} - C T_{Naval} \quad (VI.6)$$

Chapitre VI

Avec :

- **Paval** : Pression au sol du noeud aval (m) ;
- **CPaval**: Côte piézométrique du noeud aval (m) ;
- **CTNaval** : Côte du terrain naturel du noeud aval (m).

La côte piézométrique d'un noeud se détermine par la relation suivante :

$$CPaval = CPamont - \Delta Ht \quad (VI.7)$$

Avec :

- **CPaval** : Côte piézométrique du noeud aval (m) ;
- **CPamont** : Côte piézométrique du noeud amont (m) ;
- **ΔHt** : Pertes de charge totales (m).

VI.9. Calcul des débits hydrauliques :

VI.9.1 : Calcul des débits spécifiques et les débits de route :

Tableau (VI.2) : Débit spécifique et débits de route de la zone Sahel

Tuyau	Longueur(m)	Q_{sp} (l/s)	Q_r (l/s)	Q_p (l/s)
tuyau R_1	55,78	0,0071	0,3953	7,65
tuyau 1_2	35,02	0,0071	0,2482	7,65
tuyau 2-3	10,86	0,0071	0,0770	7,65
tuyau 3_4	62,26	0,0071	0,4412	7,65
tuyau 4-5	24,01	0,0071	0,1702	7,65
tuyau 5_6	9,12	0,0071	0,0646	7,65
tuyau 6-7	25,9	0,0071	0,1835	7,65
tuyau 7-8	32,42	0,0071	0,2298	7,65
tuyau 8-9	66,25	0,0071	0,4695	7,65
tuyau 9-10	51,48	0,0071	0,3648	7,65
tuyau 10-11	44,86	0,0071	0,3179	7,65
tuyau 11_12	149,35	0,0071	1,0584	7,65
tuyau 12_13	61,96	0,0071	0,4391	7,65
tuyau 13-14	18,57	0,0071	0,1316	7,65
tuyau 13-15	36,54	0,0071	0,2590	7,65
tuyau 15-16	20,03	0,0071	0,1419	7,65
tuyau 16-17	21,24	0,0071	0,1505	7,65
tuyau 12-18	29,76	0,0071	0,2109	7,65
tuyau 18-19	62,73	0,0071	0,4446	7,65
tuyau 18-20	70,04	0,0071	0,4964	7,65
tuyau 20-21	191,29	0,0071	1,3556	7,65
Total	1079,47			

Chapitre VI

VI.9.2 : Calcul des débits aux nœuds:

Tableau (VI.3) : Débit de de nœuds de la zone Sahel

Nœud	Débit Nœud (L/s)	Altitude (m)
Réservoir R1	0,20	298
Noeud N1	0,32	265,59
Noeud N2	0,16	265,04
Noeud N3	0,26	256,42
Noeud N4	0,31	253,13
Noeud N5	0,12	252,55
Noeud N6	0,12	250,34
Noeud N7	0,21	245,26
Noeud N8	0,35	242,56
Noeud N9	0,42	245,86
Noeud N10	0,34	245,38
Noeud N11	0,69	239,97
Noeud N12	0,85	236,9
Noeud N13	0,41	230,2
Noeud N14	0,07	225,9
Noeud N15	0,20	222,3
Noeud N16	0,15	227,8
Noeud N17	0,08	231,38
Noeud N18	0,58	227,5
Noeud N19	0,22	219,2
Noeud N20	0,93	224,78
Nœud N21	0,67781805	220,6
	7,65	

VI.10. Modalisation et simulation du réseau :

L'utilisation de programmes informatiques offre la possibilité de décharger les projecteurs des tâches de calcul fastidieuses et d'accroître leur puissance de travail. Dans ce but, nous avons utilisé le logiciel EPANET, qui facilite le calcul des paramètres hydrauliques et des pressions.

VI.10.1. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel qui permet de simuler le comportement hydraulique et la qualité de l'eau sur une longue période dans les réseaux sous pression. Il effectue le calcul du débit dans chaque tuyau, de la pression à chaque nœud, du niveau de l'eau dans les réservoirs et de la concentration de substances chimiques dans différentes parties du réseau. La simulation est réalisée sur une durée divisée en plusieurs étapes.[15]

Chapitre VI

VI.10.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET :

Voici un résumé des étapes habituelles pour utiliser EPANET dans la modélisation d'un réseau de distribution d'eau :

- Tracé du réseau ;
- Saisie des propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VI.10.3. Modélisation du réseau :

EPANET adopte une approche de modélisation où un système de distribution d'eau est représenté par un ensemble de liaisons entre des arcs et des nœuds. Les arcs symbolisent les éléments tels que les tuyaux, les pompes et les vannes de contrôle, qui permettent le flux de l'eau dans le réseau. Les nœuds, quant à eux, représentent les points de connexion où ces éléments sont interconnectés. Les nœuds peuvent être classifiés en deux catégories principales. Dans le cadre de ce projet, la modélisation a été réalisée en intégrant les différentes données du réseau.

VI.10.3.1 Au niveau des nœuds

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

VI.10.3.2. Au niveau des arcs :

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

VI.10.3.3. Au niveau des réservoirs :

Elles sont :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre.

VI.10.4. Simulation du réseau :

Pour déterminer les débits des tronçons, qui sont calculés automatiquement par EPANET, nous avons saisi certaines données en utilisant un diamètre par défaut de 200 mm, puis nous avons lancé la simulation.

Chapitre VI

Après la première simulation, les débits obtenus pour chaque tronçon à l'aide du logiciel EPANET ont été utilisés pour calculer les diamètres correspondants. Dans ce calcul, une vitesse idéale de 1 m/s a été fixée et les diamètres ont été déterminés en utilisant la formule $Q = V \times S$, où Q représente le débit, V représente la vitesse et S représente la section transversale du tronçon.

Dans le cadre de ce projet, nous avons opté pour des conduites en PEHD PN16 (Annexe 4) en raison des résultats obtenus lors des calculs effectués avec des conduites de PN10, qui ont montré des pressions excessivement élevées. La pression minimale enregistrée atteignait près de 100 mce.

Une fois les débits et les altitudes de chaque nœud, ainsi que les longueurs et les diamètres de chaque conduite, introduits, la deuxième simulation peut être lancée dans le but de maintenir les vitesses des conduites dans l'intervalle de 0,5 m/s à 1,5 m/s, tout en veillant à ce que les pressions aux différents nœuds ne dépassent pas 60 mce.

Tableau (VI.4) : Etat des nœuds du réseau après la simulation

Noeud	Altitude (m)	Demande Base LPS	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N1	256,59	0,5	299,97	43,38
Noeud N5	252,55	0,12	299,85	47,3
Noeud N2	256,04	0,16	299,94	43,9
Noeud N3	256,42	0,26	299,91	43,49
Noeud N4	253,13	0,31	299,88	46,75
Noeud N6	250,34	0,12	299,83	49,49
Noeud N7	245,26	0,21	299,81	54,55
Noeud N8	242,56	0,35	299,78	57,22
Noeud N9	245,86	0,42	299,76	53,9
Noeud N10	245,38	0,34	299,75	54,37
Noeud N11	239,97	0,69	299,73	59,76
Noeud N12	236,9	0,85	299,72	62,82
Noeud N13	230,2	0,41	299,72	69,52
Noeud N14	225,9	0,07	299,72	73,82
Noeud N15	222,3	0,2	299,72	77,42
Noeud N16	227,8	0,15	299,72	71,92
Noeud N17	231,38	0,08	299,72	68,34
Noeud N18	227,5	0,58	299,72	72,22
Noeud N19	219,2	0,22	299,72	80,52
Noeud N20	224,78	0,93	299,71	74,93
Noeud N21	220,6	0,68	299,71	79,11
Réservoir R	298	-----	300	2

Chapitre VI

Remarque : d'après les résultats obtenus de la simulation et le tableau (VI.3), on remarque que la pression au niveau de tous les noeuds dépasse la pression maximale légèrement pour la distribution (60mce). Pour cela, on doit réduire nos diamètres pour baisser la pression au niveau de ces noeuds. Ensuite on lance la simulation dans le but de vérifier les pressions aux noeuds. On fait varier la valeur de la pression jusqu'à l'obtention de pression aux noeuds qui varient entre 10mce et 60mce ; On refait cette opération jusqu'à ce que les pressions au niveau de tous les noeuds ne dépassent pas 60mce.

Les résultats de la simulation avec réducteurs de pression sont représentés dans la figure (VI.3) ci après.

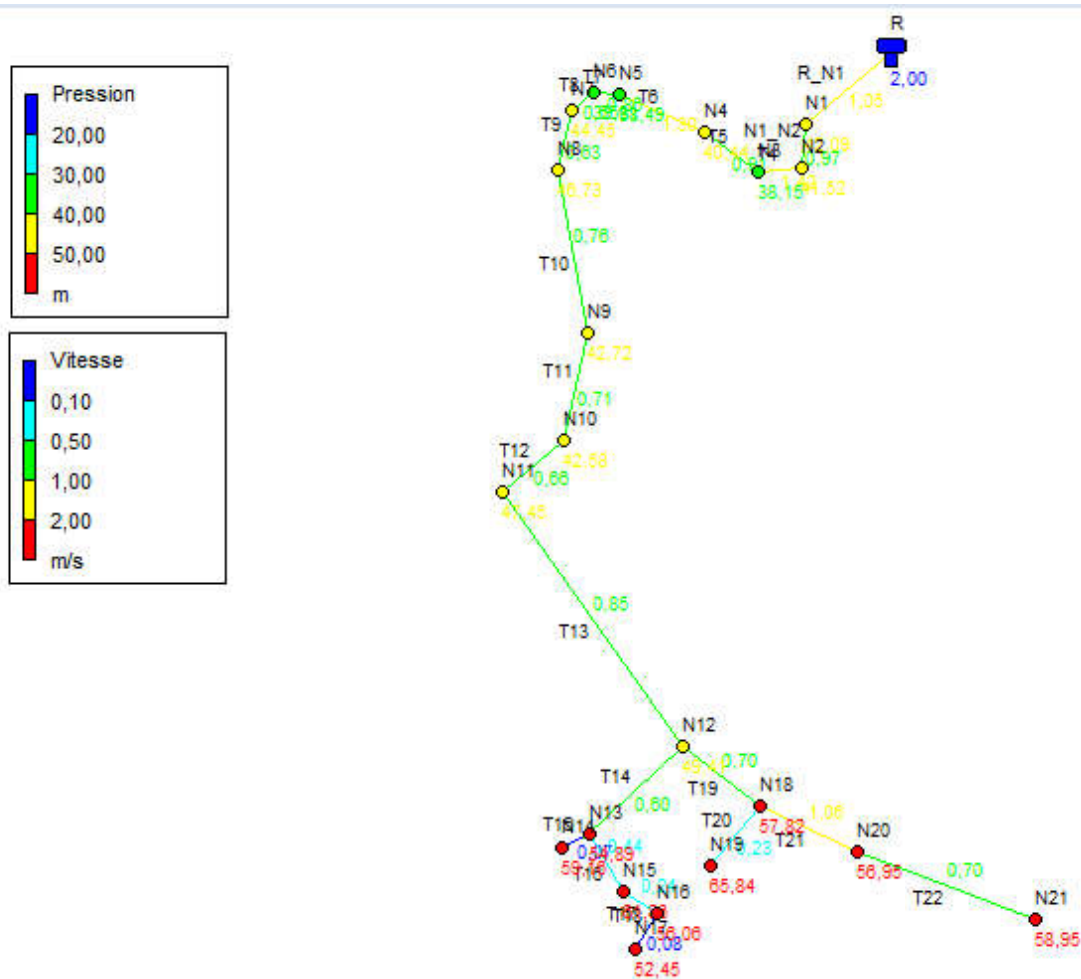


Figure (VI.3) : Résultats de la simulation avec réduction de diamètre

Chapitre VI

Les résultats de simulation des nœuds avec réduction de diamètre sont regroupés dans le tableau (VI.5) ci-après.

Noeud	Altitude (m)	Demande (m)	Pression (m)
Noeud N1	256,59	0,5	42,09
Noeud N5	252,55	0,12	38,49
Noeud N2	256,04	0,16	41,52
Noeud N3	256,42	0,26	38,15
Noeud N4	253,13	0,31	40,44
Noeud N6	250,34	0,12	38,81
Noeud N7	245,26	0,21	44,45
Noeud N8	242,56	0,35	46,73
Noeud N9	245,86	0,42	42,72
Noeud N10	245,38	0,34	42,58
Noeud N11	239,97	0,69	47,45
Noeud N12	236,9	0,85	49,41
Noeud N13	230,2	0,41	54,89
Noeud N14	225,9	0,07	59,16
Noeud N15	222,3	0,44	61,86
Noeud N16	227,8	0,15	56,06
Noeud N17	231,38	0,08	52,45
Noeud N18	227,5	0,58	57,82
Noeud N19	219,2	0,22	65,84
Noeud N20	224,78	0,93	56,95
Noeud N21	220,6	0,68	58,95
Réservoir R	298	-----	2

Remarque : après simulation, on remarque la diminution de la pression aux nœuds après la réduction des diamètres.

Chapitre VI

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les caractéristiques du réseau de distribution de la zone Sahel. Ce réseau est de type ramifié, avec une longueur totale de 1079,47 mètres. Pour évaluer les paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et les diamètres, nous avons utilisé le logiciel EPANET.

Suite à la simulation, nous avons constaté des pressions légèrement élevées aux nœuds du réseau. Afin de remédier à cette situation, nous avons décidé de réduire les diamètres des tronçons. Ces réductions ont permis de diminuer la pression aux nœuds en aval. Le dimensionnement du réseau a été réalisé en utilisant des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) de classe PN16, avec des diamètres intérieurs allant de 35,2 mm à 110,2 mm .

Conclusion générale

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE :

Puisque l'eau est essentielle pour le développement et même la survie des êtres humains, son importance est indéniable. Il est crucial d'examiner cette question afin qu'elle ne devienne pas un privilège réservé aux autres. Au cours de ce travail, on a adopté les différentes techniques pour l'étude et la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Cette étude d'alimentation en eau potable de la commune de Melbou est planifiée pour l'année de 2053, prenant en compte une estimation de population à 12035 habitants. Selon les estimations, les besoins en eau potable ont été évalués à un débit maximum journalier de 12 017,075 m³/j, ce qui équivaut à 22 L/s, afin de répondre aux besoins des zones concernées dans le cadre de cette étude à long terme.

Après avoir effectué une vérification des capacités des réservoirs actuels, nous avons constaté qu'il est nécessaire de planifier la construction d'un nouveau réservoir au niveau de village Sahel d'une capacité de 50 m³. Ce nouveau réservoir sera jumelé avec le réservoir déjà existant.

Les conduites d'adduction sont dimensionnées en fonction des besoins maximum en eau de la population. Les diamètres optimaux sont choisis économiquement pour assurer des vitesses et des pertes de charge acceptables tout en minimisant les coûts pour les conduites de refoulement. Pour les conduites gravitaires, les diamètres respectent la condition de perte de charge $\Delta H_t \leq H_g$. Le matériau préférentiel est le polyéthylène haute densité (PEHD), avec des pressions nominales de 16 à 25 bars. Les diamètres calculés varient de 75 mm à 250 mm.

Grâce à l'utilisation du catalogue numérique CAPRARI, nous avons pu sélectionner le type de pompe approprié pour les quatre stations de reprise. Par conséquent, notre choix s'est porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal suivantes : PM 100/3 E, PM 80/2 A, PM 80/10, et PM 125/10 D. Cependant, nous avons apporté certaines modifications à ces pompes afin d'améliorer leurs performances de fonctionnement. Dans le but de prévenir le phénomène du coup de bélier et de protéger nos conduites de refoulement, nous avons prévu l'installation d'un réservoir d'air au niveau de la station SR02. Ce réservoir d'air est conçu pour absorber les variations brusques de pression résultant des changements rapides de débit dans le système. Son rôle est d'amortir les fluctuations de pression, réduisant ainsi les contraintes sur les conduites et assurant un fonctionnement plus stable et sûr de l'ensemble du réseau de transfert d'eau.

Nous avons utilisé le logiciel EPANET pour modéliser et simuler le comportement hydraulique du réseau de distribution de la zone Sahel, avec un linéaire de 1079,47 m. Après

Conclusion générale

simulation on a constaté des pressions légèrement élevées ce qui nous a incité à réduire les diamètres de quelques tronçons. Notre réseau est dimensionné avec des conduites en **PEHD (PN16)** pour des diamètres intérieurs compris entre **35,2 mm** et **110,2 mm** et pour lesquels les pressions et les vitesses sont acceptable.

En dernier, nous espérons avoir répondu à l'objectif initial de ce projet.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- [1] **Données recueillies (RGPH) auprès des services** : APC de la commune de Melbou et la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Béjaia.
- [2] **Dupont, A.**, Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Élévation et distribution des eaux. *Edition Eyrolles*, Paris, 484 pages. 1979.
- [3] **lyonnaise des eaux.**, Mémento de l'eau et de l'Assainissement, Lavoisier tec et doc. Tome 1, 435 pages, 1994
- [4] **ALLATCHI, T.**, Projet d'adduction d'eau potable ville d'Amzoer (Tchad), Mémoire de fin d'études, Master, Institut international d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, 45pages, 2011.
- [5] **Goudjil, S., Sadelli, H.**, Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nairII, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras). *Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 140 pages. 2017.
- [6] **Catalogue STPM Chiali.**, Catalogue technique de PEHD.
- [7] **Bonin, J.**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. *Edition Eyrolles*, 228 pages. 1977.
- [8] **Darcy, H.**, Recherches expérimentales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux, 1857.
- [9] **BENLEBIOD, B.**, Etude comparative « Equation d'Euler » dimensionnelle expérimentale. Cas d'une pompe centrifuge radiale de POVAL, Mémoire de fin d'études, Master, Ecole nationale supérieure d'Hydraulique –ARBAOUI Abdellah-, Algérie, 61 pages, Juin 2014.
- [10] **MAHMOUDI, Y. et NAZI, K.**, Raccordement des villages commune d'Agouni guehrane au transfert des eaux à partir du barrage Koudiet Acerdoune de Bouira, Mémoire de fin d'études, Master, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Algérie, 148 pages, 2014.
- [11] **Berreksi, A.**, Hydraulique 3, Polycopié de cours. *L3 Hydraulique, Option Hydraulique Urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 55pages, 2015.
- [12] **Ameur,S.,Kerbouche,S.**, Etude d'alimentation en eau potable des agglomérations et kanner et m'zair, Wilaya de Jijel, Algérie, 157 pages, 2017.
- [13] **BELAÏSSA, H.**, Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de nouvelle cité Ghabat Zawache, Rapport de soutenance, Licence, Université Akli Mohand Oulhadj – Bouira-, Algérie, 49 pages, 2019.

Références Bibliographiques

[14] **DIOUF, P. et DIOUF, O.**, Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un système d'évacuation des eaux usées de la nouvelle ville DIAMNIADIO, Projet de fin d'études, Diplôme d'ingénieur de conception, Université CHEIKH Antadiol de Dakar, Sénégal, 114 pages, Juillet 2005.

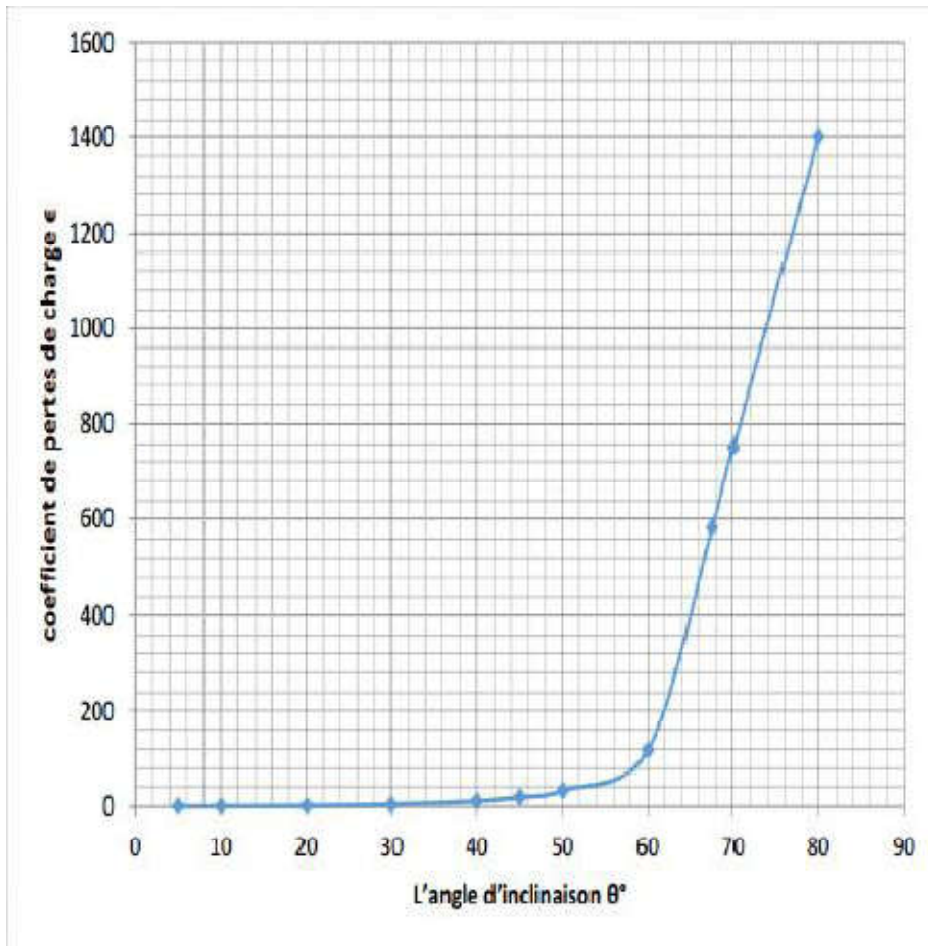
Annexes

Annexe(1) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variations maximales horaires de la consommation ($K_{max.h}$)											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2.0	2.5
0-1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.40	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4-5	3.55	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	4.00	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6-7	4.40	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7-8	5.00	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8-9	4.80	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9-10	4.70	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10-11	4.55	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.45	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.60	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.10	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.30	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.35	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18-19	4.25	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe(2) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

L'angle d'inclinaison θ (°)	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
[I]	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à Papillon en fonction de son degré d'ouverture

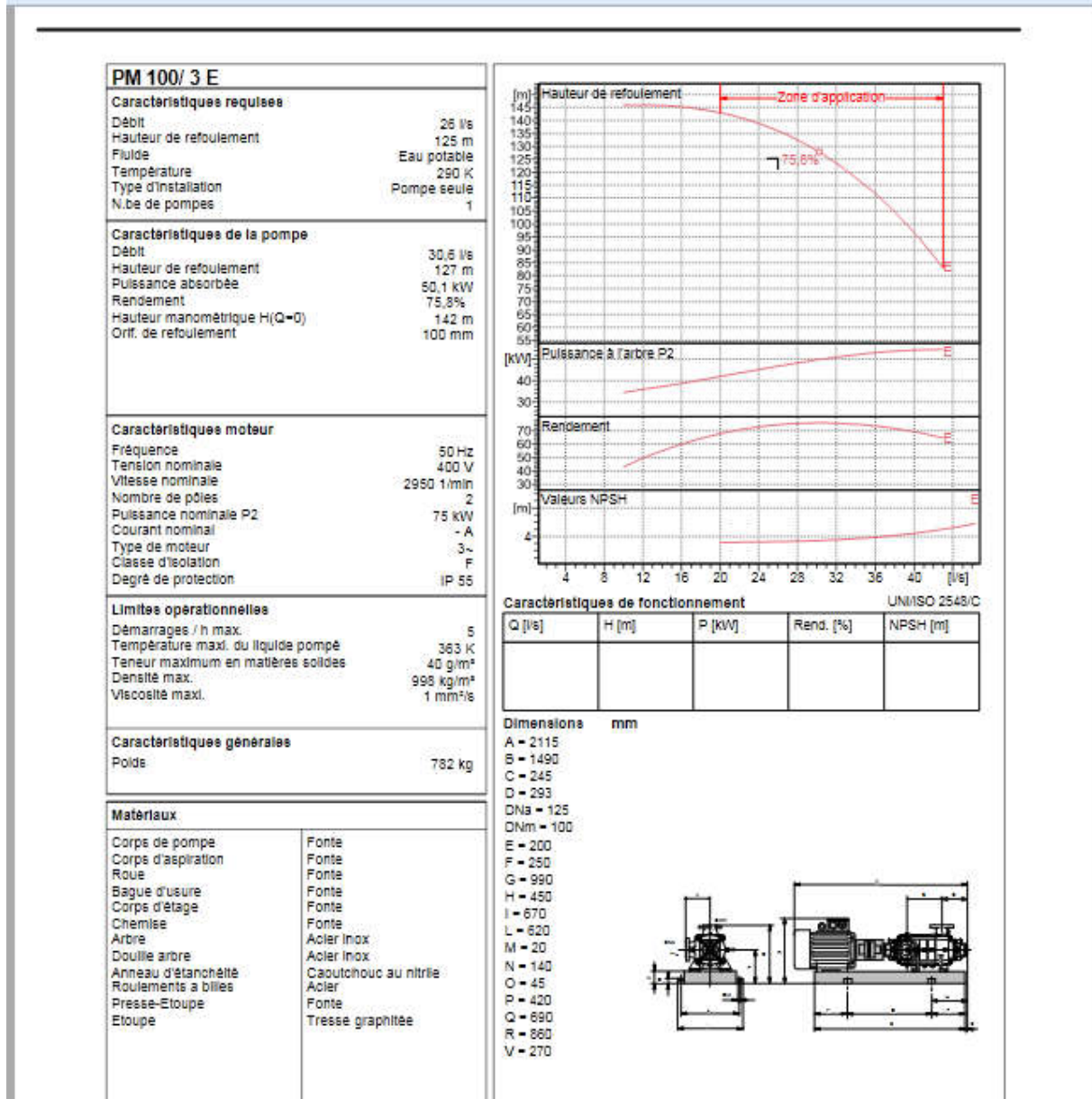
Annexe(3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	46.10
25	2.3	65.00
32	3.0	105.80
40	3.7	162.80
50	4.6	256.00
63	5.8	397.50
75	6.8	560.00
90	8.2	800.00
110	10.0	1,190.00
125	11.4	1,190.00
160	12.7	1,535.20
200	14.6	2,476.42
250	16.4	3,620.17
315	18.2	6,107.17
400	20.5	9,568.64

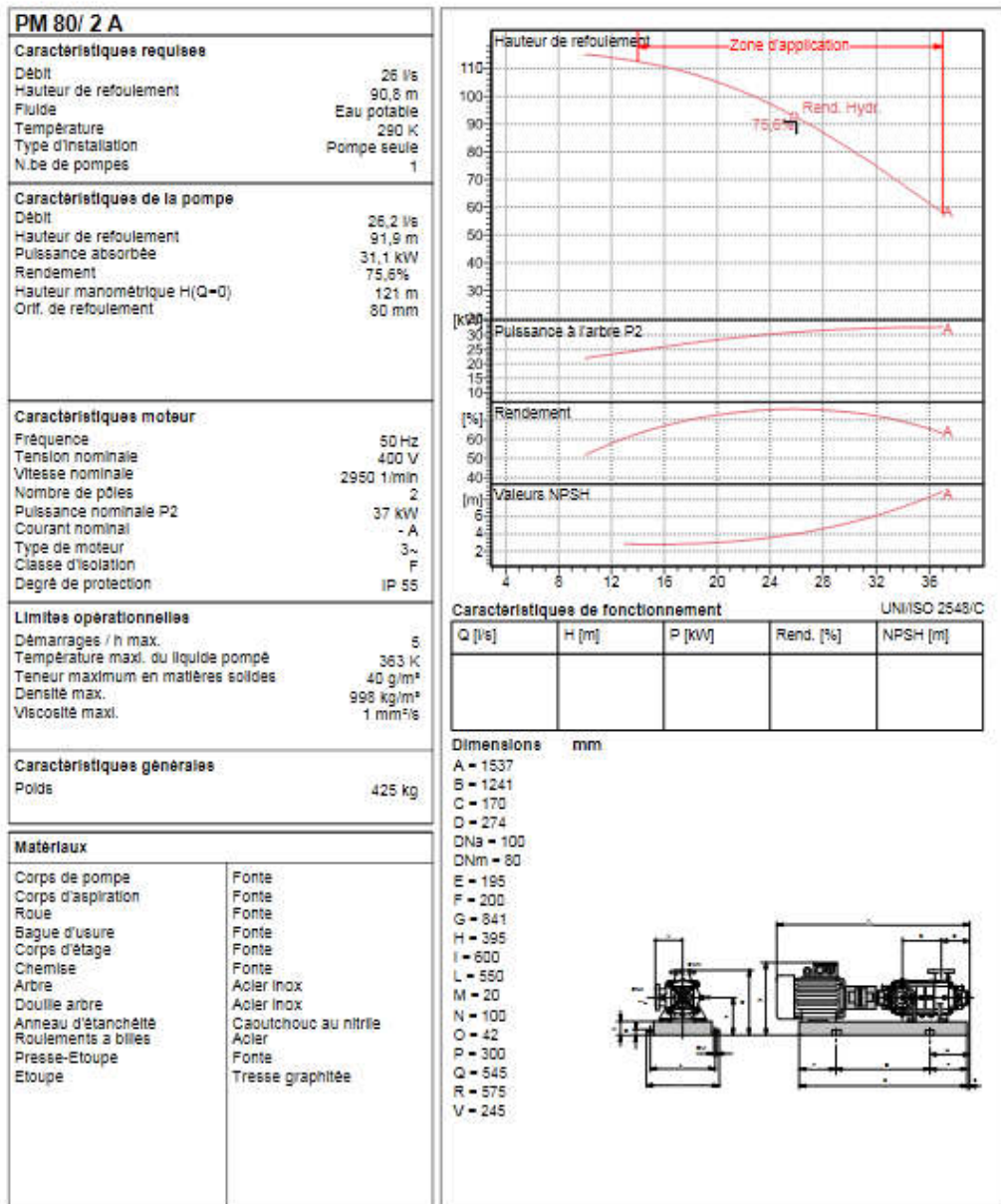
Annexe(4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN25

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire(DA)
20	3.4	54,70
25	4.2	81,21
32	5.4	130,21
40	6.7	203,03
50	8.3	316,79
63	10.5	498,01
75	12.5	709,42
90	12.3	925,32
110	15.1	1386,46
125	17.1	1764,46
160	21.9	2883,46
200	27.4	4421,13
250	34.2	6898,03
315	43.1	10709,08
400	54.7	17244,51

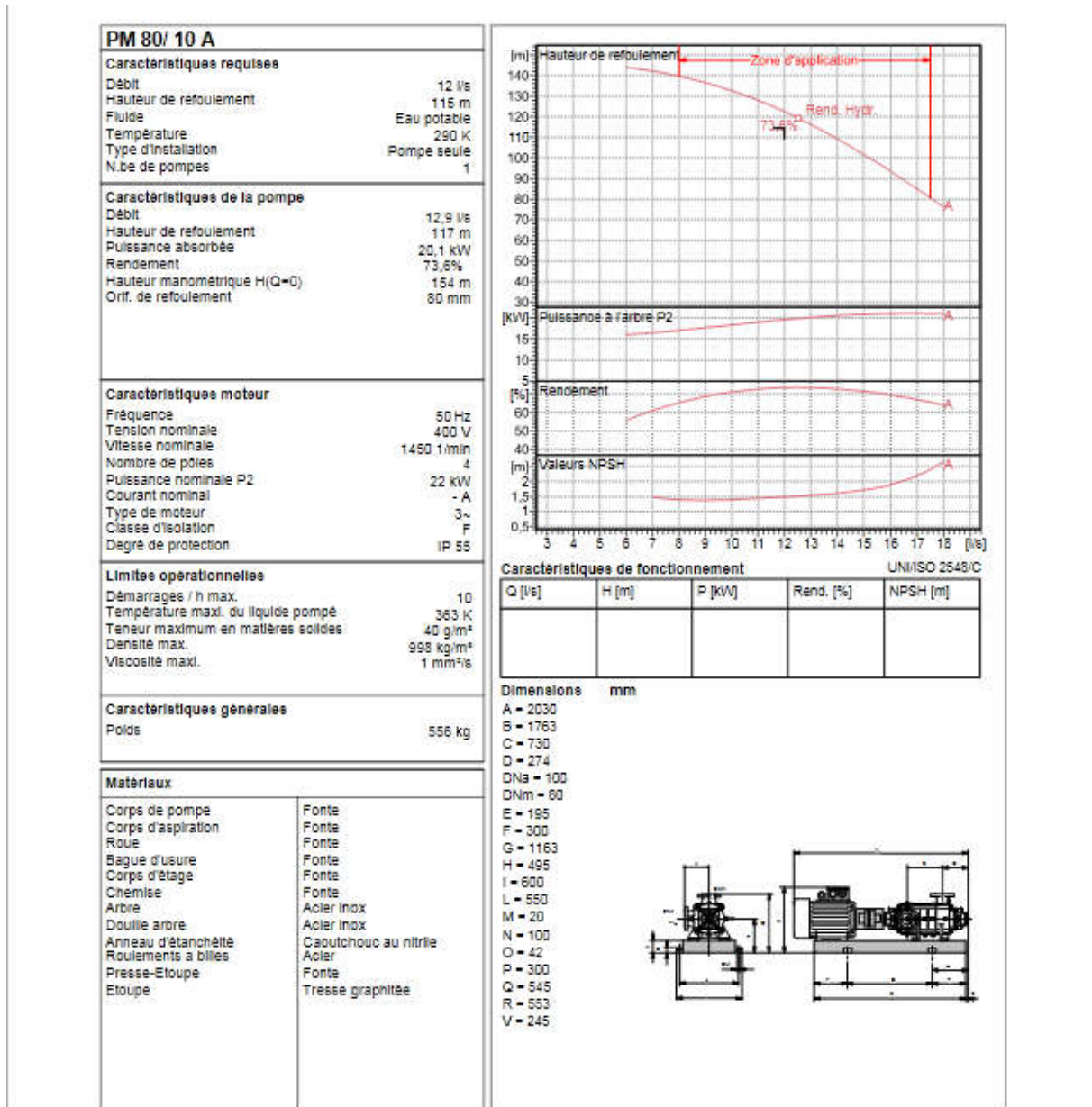
Annexe(5) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise SR(00)



Annexe(6) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise SR(01)



Annexe (7) : Courbe caractéristique de la station de reprise SR(02)



Annexe (8) : Courbe caractéristique de la station de reprise SR(03)

caprari

Modena - Italy

WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 10 D

Caractéristiques requises	
Débit	6,3 l/s
Hauteur de refoulement	223 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe	
Débit	6,07 l/s
Hauteur de refoulement	221 m
Puissance absorbée	59,1 kW
Rendement	25,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	225 m
Orif. de refoulement	125 mm

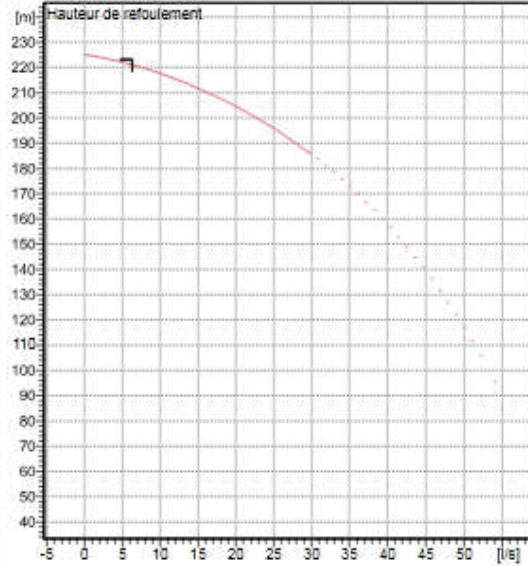
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

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

Caractéristiques générales	
Poids	1370 kg

Matériaux

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

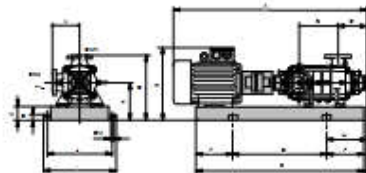


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2762
- B = 2376
- C = 1045
- D = 337
- DNa = 160
- DNm = 125
- E = 244
- F = 400
- G = 1576
- H = 644
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 636



ملخص

مشروعنا يهدف إلى دراسة إمداد المياه الصالحة للشرب لبلدية ملبو والمراكز المحيطة التي تعاني من نقص في المياه. سيتم تأمين إمداد المياه من محطة الضخ إمداد المياه من محطة الضخ الموجودة في إغيل أوالي، التابعة لدائرة سوق الثنين وولاية بجاية. هدف هذه الدراسة هو تصميم نظام مستدام لتوفير المياه الصالحة للشرب في المستقبل حتى عام 2053، لتلبية الاحتياجات الكمية والنوعية للسكان. من أجل ضمان الجدوى التقنية والاقتصادية، من الضروري أن يكون هناك شبكات فعالة لتوزيع المياه الصالحة للشرب. يركز هذا البحث على تصميم شبكات التوزيع والتوصيل للمياه الصالحة للشرب في المنطقة، استنادًا إلى معايير التصميم

الكلمات المفتاحية إمداد المياه الصالحة للشرب محطة الضخ التوزيع التوصيل

Résumé

Notre projet vise à étudier l'alimentation en eau potable de la commune de Melbou et des centres environnants qui connaissent une pénurie d'eau. L'approvisionnement en eau sera assuré à partir de la station de reprise SR00, située à Ighil-Ouali, relevant de la daïra de Souk-El-Thenine et de la wilaya de Béjaia. L'objectif de cette étude est de concevoir un système d'approvisionnement en eau potable pour l'avenir, jusqu'en 2053, pour répondre aux besoins quantitatifs et qualitatifs des populations. Afin d'assurer la viabilité technico-économique, il est essentiel d'avoir des réseaux d'approvisionnement en eau potable performants. Ce mémoire se concentre sur le dimensionnement des réseaux d'adduction et de distribution d'eau potable dans la région, en se basant sur les critères de conception.

Mots clé : alimentation en eau potable, station de reprise, adduction, distribution.

Summary

Our project aims to study the provision of drinking water to the municipality of Melbou and the surrounding areas which are facing water scarcity. The water supply will be ensured from the pumping station SR00, located in Ighil-Ouali, under the jurisdiction of Souk-El-Thenine district and Béjaia province. The objective of this study is to design a drinking water supply system for the future, up to 2053, in order to meet the quantitative and qualitative needs of the population. To ensure technical and economic viability, it is crucial to have efficient drinking water supply networks. This dissertation focuses on the sizing of water conveyance and distribution networks in the region, based on design criteria.

Keywords: provision of drinking water, pumping station, conveyance, distribution.