

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



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de recherche Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

Présenté par:

M^r. MAKHLOUF Fodil

M^r. TEBBAKH Ahmed

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

Option: **Hydraulique Urbaine**

INTITULÉ:

**Etude et Réhabilitations du réseau d'alimentation en
eau potable de la commune de Souamaa wilaya de
Tizi-Ouzou**

Soutenu le: 13/10/2021 devant le jury composé de:

- Président: **M^r. LAHOUARI**
- Promoteur: **M^r. YAKOUBI Mohamed**
- Examineur: **M^r. AMIROUCHE**

Année Universitaire: 2020/2021

Remerciements

En premier lieu, nous remercions DIEU tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de réaliser ce modeste travail et le mener à terme

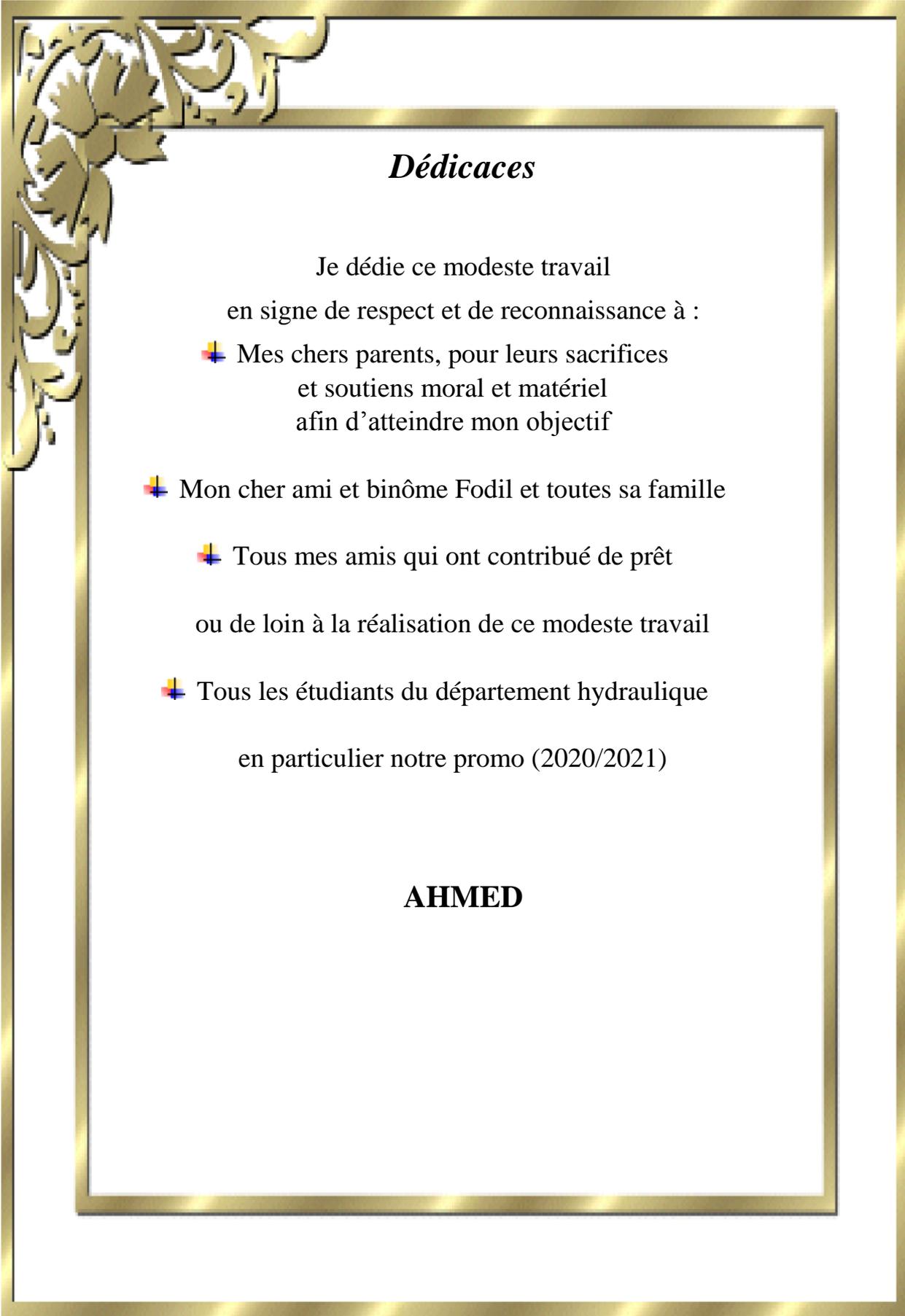
Nous adressons nos remerciements particulièrement à notre promoteur pour son orientation et sa disponibilité durant tout ce temps de travail

On remercié également tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur de juger notre travail

Nous remercions chaleureusement toutes personnes ayant contribués de prêt ou de loin à la réalisation de ce modeste travail

AHMED/FODIL



Dédicaces

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

- ✚ Mes chers parents, pour leurs sacrifices
et soutiens moral et matériel
afin d'atteindre mon objectif
- ✚ Mon cher ami et binôme Fodil et toutes sa famille
- ✚ Tous mes amis qui ont contribué de prêt
ou de loin à la réalisation de ce modeste travail
- ✚ Tous les étudiants du département hydraulique
en particulier notre promo (2020/2021)

AHMED

Dédicaces

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

- ✚ La mémoire de ma très chère mère, que dieu t'accorde sa
miséricorde et qu'il te réserve une place au paradis*
- ✚ Mon père pour son soutien et
ses sacrifices pour que je puisse atteindre mes objectifs*
- ✚ A mes frères*
- ✚ Tous mes oncles et tantes*
- ✚ Mes cousins surtout Ahmed et mes cousines*
- ✚ Mon cher binôme et sa famille*
- ✚ A tous mes amis sans oublier personne*

FODIL

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I: Présentation de la zone d'étude	
I.1. Introduction	4
I.2. Présentation de la zone d'étude	4
I.3. Situation topographique de la région	5
I.4. Aperçu climatique	5
I.4.1. Pluviométrie	5
I.4.2. Températures	6
I.5. Situation hydraulique	7
I.5.1. Situation actuelle	7
I.5.2. Les ouvrage de stockage	7
I.5.3. Caractéristique des forages.....	8
I.5. Conclusion.....	9
Chapitre II: Estimation des besoins en eau	
II.1. Introduction.....	11
II.2. Situation démographique	11
II.3. Estimation de la population	11
II.3.1. Estimation de la population actuelle	11
II.3.2. Estimation de la population à long termes	11
II.4. Choix de la norme de consommation domestique	12
II.5. Evaluation des débits de la consommation en eau	12
II.5.1. Besoins domestique	13
II.5.2. Besoins des différents équipements	13
II.5.3. Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	14
II.6. Calcul du débit moyen journalier pour divers horizons	15
II.7. Calcul du débit majoré journalier	16
II.8. Variation de la consommation journalière	17
II.10. Variation de la consommation horaire	19
II.10.1. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	20
II.11. Conclusion	22
Chapitre III: Les réservoirs	
III.1. Introduction	24
III.2. Rôle des réservoirs [2]	24
III.2.1. Régulateur et accumulateur	24
III.2.2. Augmentation des pressions	24

III.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage	24
III.2.4. Utilité pour briser la charge	24
III.2.5. Stockage de la réserve d'incendie	24
III.3. Classification des réservoirs	24
III.4. Choix du type de réservoir.....	25
III.5. Fontainerie d'équipement des réservoirs	25
III.5.1. Conduite d'arrive ou d'adduction.....	26
III.5.2. Conduite de départ ou de distribution.....	26
III.5.3. Conduite de trop-plein	27
III.5.4. Conduite de by-pass.....	27
III.5.5. Conduite de vidange	27
III.6. Détermination de la Capacité du réservoir	28
III.6.1. Méthode analytique	28
III.6.1.1. Le volume total du réservoir	28
III.6.1.3. Calcul de la hauteur d'incendie.....	29
III.6.1.4. Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)	29
III.7. Calcul de la capacité des réservoirs par la méthode analytique	29
III.7.1. Dimensionnement de la bache d'eau de la première station de reprise.....	29
III.7.2. Dimensionnement de la bache d'eau de la deuxième station de reprise.....	31
III.7.3. Dimensionnement de la bache d'eau de la troisième station de reprise	32
III.7.4. Dimensionnement du réservoir principal (R01)	34
III.7.5. Dimensionnement du réservoir R02	35
III.7. Conclusion	36

Chapitre IV: Adduction

IV.1. Introduction	38
IV.2. Choix du tracé	38
IV.3. Choix de type de la conduite	38
IV.4. Description du schéma d'adduction	39
IV.5. Equipement de l'adduction.....	39
IV.5.1. Robinets et vannes.....	39
IV.5.2. Clapets	39
IV.5.3. Ventouse	39
IV.5.4. Vidanges	40
IV.6. Etude technico-économique des conduites.....	40
IV.6.1. Calcul du diamètre économique	40

IV.6.2. Les paramètres hydrauliques	41
IV.6.2.1. Calcul de la vitesse	41
IV.6.2.2. Calcul des pertes de charges	41
IV.6.2.3. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt)	43
IV.6.2.4. Puissance absorbée par la pompe.....	43
IV.6.2.5. Énergie consommée par la pompe	43
IV.6.2.6. Frais d'exploitation.....	44
IV.6.2.7. Frais d'amortissement.....	44
IV.7. Calcul des diamètres économiques.....	44
IV.7.1. Adduction par refoulement.....	44
IV.7.1.1. 1 ^{er} tronçon : Forage1 – SR01	44
IV.7.1.2. 2 ^{ème} tronçon : SR01 – SR02.....	49
IV.7.1.3. 3 ^{ème} tronçon SR02 – SR03	50
IV.7.1.4. 4 ^{ème} tronçon SR03 – Réservoir (01).....	52
IV.7.1.5. 5 ^{ème} tronçons R01 – R02.....	54
IV.8. Conclusion.....	56

Chapitre V: Pompes et station de pompage

V.1. Introduction.....	58
V.2. Classification des pompes.....	58
V.3. Constitution d'une pompe centrifuge et principe de fonctionnement	58
V.4. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge	58
V.5. Choix des pompes.....	58
V.6. Les courbes caractéristiques d'une pompe:	59
V.6.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »	59
V.6.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »	59
V.6.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »	59
V.7. Le point de fonctionnement de la pompe	59
V.8. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe	60
V.8.1. Modification du temps de pompage	60
V.8.2. Vannage ou création des pertes de charge	61
V.8.3. Rognage de la roue	61
V.8.4. Variation de la vitesse de rotation	62
V.9. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	62
VI.9.1. Hauteur manométrique	62
V.9.2. La vitesse de rotation	63

V.9.3. La puissance.....	63
V.9.3.1. La puissance absorbée par la pompe.....	63
V.9.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile	63
V.9.3.3. Le rendement.....	63
V.10. Couplage des pompes	63
V.10.1. Couplage en parallèle	64
V.10.2. Couplage en série.....	64
V.11. Etude de la cavitation.....	64
V.12. Choix du type des pompes pour différentes stations	66
V.12.1. Forage 1	67
V.12.2. Forage2	68
V.12.3. Forage3	70
V.13. Conclusion	76

Chapitre VI: La distribution

VII.1.Introduction.....	78
VII.2.Classification des réseaux	78
VII.2.1. Réseau maillé	78
VII.2.2. Réseau ramifié.....	78
VII.2.3. Le réseau mixte	79
VII.3. Conception du réseau de distribution.....	79
VII.3.1. Choix du tracé	79
VII.4.Choix de type des conduites.....	80
VII.5.Description du réseau de distribution.....	80
VII.6.Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	81
VII.6.1.Les pertes de charge :.....	81
VII.6.1.1. Calcul du coefficient de pertes de charge λ	82
VII.6.2.Les pressions	82
VII.6.3.La vitesse.....	83
VII.6.4.Débit de pointe	83
VII.6.5.Débit de pointe	83
VII.6.6.Débit spécifique	83
VII.6.7.Débit en route.....	84
VII.6.8.Débit du tronçon.....	84
VII.7.Calcul des différents débits du réseau.....	84
VII.7.1.Pour la zone (1)	84

VII.8.Modélisation et simulation du réseau.....	86
VII.9.Conclusion	90
Conclusion générale	92
Bibliographie	94

Liste des Annexes

- Annexe (1) :** Le schéma d'adduction existant
- Annexe (2) :** coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré
- Annexe (3) :** Régime de la consommation des agglomération
- Annexe (4) :** Robinets vanne a opercule(D'après document pont-à- Mousson)
- Annexe (5) :** Robinets vanne papillon (D'apres document pont-à- Mousson)
- Annexe (6) :** Clapet anti retour à double battant ,clapet anti retour à simple battant, et clapet anti retour à simple battant (à brides)
- Annexe (7) :** Venteuse simple effet
- Annexe (8) :** Diagramme de MOODY
- Annexe (9) :** Caractéristiques et prix des conduites en PEHD PN10
- Annexe (10) :** Caractéristique et prix des conduites en fonte ductile
- Annexe (11):** caractéristique et prix des conduites PEHD PN16
- Annexe (12) :** courbe caractéristique de la pompe (F1-R1)
- Annexe (13) :** courbe caractéristique de la pompe (F2-R1)
- Annexe (14) :** courbe caractéristique de la pompe (F3-R1)
- Annexe (15) :** courbe caractéristique de la pompe (SR01-SR02)
- Annexe (16) :** courbe caractéristique de la pompe (SR02-SR03)
- Annexe (17) :** courbe caractéristique de la pompe (SR02-R01)

Liste des symboles

- A** : L'amortissement annuel (Annuité) **a** : La célérité de l'onde (m/s)
- B** : La valeur du coup de bélier (m)
- B_l** : Le bilan (DA)
- D** : Coefficient de pertes de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère
- C_{hw}** : Le coefficient de Hazan-Williams qui dépend de type de la conduite
- C_a** : La cote d'aspiration (m)
- C_{pi}** : La cote piézométrique du point (i) (m)
- C_{pj}** : La cote piézométrique du même point considéré (m)
- C_{tj}** : La cote du terrain du point considéré (m)
- C'** : Coefficient de pertes de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère
- D** : Le diamètre de la conduite en (m)
- D DN** : Diamètre nominal (mm)
- D_{extN}** : Diamètre extérieur nominal (mm)
- D_{intN}** : Diamètre intérieur nominal (mm)
- D_{min}** : Le diamètre minimal de la conduite (m)
- D_{max}** : Le diamètre maximal de la conduite (m)
- D_{n1}** : Diamètre donné par BONNIN (m)
- D_{n2}** : Diamètre donné par BRESS (m)
- D_r** : Diamètre du réservoir (m)
- d** : Le diamètre de la tuyère (m)
- d'** : Le diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m)
- F** : L'énergie consommée par la pompe (KWh)
- e** : L'épaisseur de la conduite (m)
- F_{amo}** : Les frais d'amortissement (DA)
- F_{exp}** : Les frais d'exploitation (DA)
- F1** : Forage de Maakel
- g** : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
- H_a** : La hauteur d'aspiration (m)
- H_g** : La hauteur géométrique (m)
- H_{incendie}** : La hauteur d'incendie (m)
- H_l** : Les pertes de charge linéaires (m)
- H_{mt}** : La hauteur manométrique totale (m)
- H_s** : Les pertes de charge singulières (m)
- H_t** : Les pertes de charge totale (m)
- H''** : La distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe (m)
- H_{l(ij)}** : La perte de charge dans le tronçon (ij), l'écoulement s'effectue de (i) vers (j) (m)
- H₀** : La pression absolue au point le plus haut de la conduite (m.c.e)
- H₁** : La hauteur au point de fonctionnement désiré (m)
- H₂** : La hauteur au point homologue du point désiré (m)
- h** : La Perte de charge engendrée par le vannage (m)
- i** : Le taux d'annuité ($i = 8 \%$)

J : Les pertes de charge unitaire (m/ml)
J_a : Les pertes de charge à l'aspiration (m)
K : La rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau (m)
K_c : Le coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
K_{max,j}: Le coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 1,1 ÷ 1,3
K_{min,j}: Le coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 0,7 ÷ 0,9
K_{max,h}: Le coefficient d'irrégularité maximale horaire
K_{min,h}: Le coefficient d'irrégularité minimale horaire
K' : Le coefficient de rapport de vitesse
L : La longueur de la conduite (m)
L_i : la longueur du tronçon i (m)
L_{ij} : La longueur du tronçon (i-j) (m)
m : Coefficient de rognage (%)
m' : Le rapport du diamètre de la section de la veine contractée et du diamètre de la tubulure
m'' : Le rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure
N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min)
N_i : Le nombre d'habitants
N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min)
NPSH_a : La charge minimale disponible à l'aspiration
NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration
n : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré
P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW)
P_e : Le prix d'un KWh ($P_e = 4,67 \text{ DA/KWh}$)
P_j : La pression au sol du point considéré (m)
P_m : La puissance moteur (KW)
P_{max} : Le pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe (%)
P_n : La population future à l'horizon considéré
P_r : Le prix unitaire de la conduite en (DA/ml)
P_{trans} : La puissance du poste transformateur (KW)
P₀ : La population de l'année de référence
P_(%) : Le résidu maximal journalier (m^3/j)
PEHD : Polyéthylène haute densité
PVC : Chlorure de polyvinyle
Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s)
Q_{équi} : Le débit des équipements journalier en (m^3/j)
Q_{dom} : La consommation domestique moyenne journalière (m^3/j)
Q_{fuites} : Le débit des fuites en (m^3/j)
Q_s: Le débit spécifique (l/s)
Q_p : Le débit de pointe (l/s)
Q_{p1} : Le débit de pointe de la zone (1) (l/s)

Q_{p2} : Le débit de pointe de la zone (2 et 3) (l/s)
 Q_{ri} : Le débit de route (l/s)
 Q_t : Le débit du tronçon (l/s)
 $Q_{max,h}$: La consommation maximale horaire (m^3/h)
 $Q_{moy,h}$: La consommation moyenne horaire (m^3/h)
 $Q_{max,j}$: Le débit majoré journalier en (m^3/j)
 $Q_{min,j}$: Le débit minimal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j)
 $Q_{moy,j}$: Le débit moyen journalier en (m^3/j)
 Q' : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m^3/s)
 Q_1 : Le débit au point de fonctionnement désiré (m^3/s)
 Q_2 : Le débit au point homologue du point désiré (m^3/s)
 Q_3 : Le débit au point homologue de P1
 q_i : La dotation moyenne journalière (l/hab/j)
 R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite
 Re : Le nombre de REYNOLDS
 R^+ : Excédent en eau à différentes heures de la journée
 R^- : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
 $R01$: Réservoir de tête
 $R02$: Réservoir jumelés
 r : Le pourcentage de rognage (%)
 S : La section de la conduite de refoulement (m^2)
 $SR1$: Station de reprise
 $SR2$: Station de reprise
 $SR3$: Station de reprise
 T : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de 1,7%
 T_v : La pression de vapeur maximal de l'air
 T' : Le nouveau temps de pompage (s)
 $T1$: Temps de pompage (s)
 t : Le temps de pompage par jour ($t=20h$)
 U : Le volume de l'air dans le réservoir à l'intervalle θ (m^3)
 U_0 : Le volume initial de l'air dans le réservoir (m^3)
 U_{max} : Le volume maximal d'air dans la cloche (m^3)
 U_{min} : Le volume minimal d'air dans la cloche (m^3)
 V : La vitesse d'écoulement (m/s)
 V_f : La vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement (m/s)
 V_m : La vitesse moyenne de l'eau dans un intervalle de temps (m/s)
 V_t : Le volume total de la cloche (m^3)
 V_u : Le volume utile à la consommation (m^3)
 V_{tr} : Le volume total du réservoir (m^3)
 V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s
 V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s
 $V_{incendie}$: Le volume d'incendie ($120 m^3$)
 V_0 : La vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
 V_1 : La vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la montée) (m/s)

V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la descente) (m/s)

Z : La pression dans le réservoir d'air (m)

θ : Le temps d'un aller-retour de l'onde (s)

α_{\max} : Le coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 1,2 ÷ 1,4

α_{\min} : Le coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 0,4 ÷ 1,4

β_{\max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant

β_{\min} : Le coefficient qui dépend du nombre d'habitant

η : Le rendement de la pompe (%)

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

λ : Le coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation

\emptyset : Le diamètre de la tubulure (m)

ΔH : La perte de charge dans la conduite (m)

ΔH_1 : La perte de charge à la montée (m)

ΔH_2 : La perte de charge à la descente (m)

ΔU : La variation du volume d'air (m³)

ΣQ_{ci} : La somme des débits concentrés au nœud en aval (l/s)

ΣQ_{ri-k} : La somme des débits de route des tronçons reliés au nœud (l/s)

Liste des figures

Figure 1: Situation géographique de la commune SOUAMAA dans la willaya de TIZI OUZOU (commune de SOUAMMA)	4
Figure 2: Répartition de la pluviométrie moyenne annuelle dans la station de référence	5
Figure 3: Données relatives aux températures à travers la station de référence TIZI OUZOU	7
Figure 4: Limites Territoires communal de SOUAMAA	9
Figure 5: Histogramme de l'évolution de la population	12
Figure 6: Histogramme de l'évolution de la consommation moyenne journalière a divers horizon	16
Figure 7: Histogramme de Bilan ressources-besoins pour divers horizons	18
Figure 8: Conduite d'adduction	26
Figure 9: Conduite de distribution	26
Figure 10: Conduite de by -pass	27
Figure 11: Conduite de vidange et trop plein	28
Figure 12: Schéma des conduites reliant les forages	45
Figure 13: Calcul de frais exploitation, amortissement et bilan des différents diamètres des conduites en fonte ductile du 1er tronçon	48
Figure 14: Les frais d'exploitation, d'amortissement et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD du 3émetronçon	50
Figure 15: Les frais d'exploitation, d'amortissement et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD du troisième tronçon	52
Figure 16: Les frais d'exploitation, d'amortissement et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD du quatrième tronçon	53
Figure 17: Courbe caractéristique d'une pompe	59
Figure 18: Point de fonctionnement de la pompe	60
Figure 19: couplage en parallèle de deux pompes centrifuges	64
Figure 20: couplage en série de deux pompes centrifuge	64
Figure 21: cas d'aspiration en charge	65
Figure 22: cas d'aspiration en dépression	66
Figure 23: Les courbes caractéristique des pompes	67
Figure 24: courbe caractéristique de la pompe (R1-F1)	68
Figure 25: Le courbe caractéristique de la pompe (F2-R1)	69
Figure 26: courbe caractéristique de la pompe(F3-R1)	71
Figure 27: courbe caractéristique de la pompe (SR01-SR02)	72
Figure 28: courbe caractéristique de la pompe (SR02-SR03)	73
Figure 29: Le courbe caractéristique de la pompe (SR02-SR03)	75
Figure 30: Réseau maillé	78
Figure 31: Réseau ramifié	79
Figure 32: Schéma représentatif du réseau de distribution (zone1)	81
Figure 33 :Etats des nœuds après simulation	90

Liste des tableaux

Tableau 1: Représentaion des pentes	5
Tableau 2: La pluviométrie moyenne annuelle	6
Tableau 3: Les Température moyenne mensuelle	6
Tableau 4: Les réservoirs de stockage	8
Tableau 5: station de reprise	8
Tableau 6: Nombre d’habitants par localité en 2021	11
Tableau 7: Evaluation de la population à long terme	11
Tableau 8: Norme de consommation domestique	12
Tableau 9: Besoins en eau domestique de chef-lieu de SOUMAA	13
Tableau 10: Evaluation des besoins scolaires	13
Tableau 11: Evaluation des besoins sanitaires	13
Tableau 12: Evaluation des besoins administratifs	14
Tableau 13: Evaluation des besoins socioculturels et sportifs	14
Tableau 14: Evaluation des besoins commerciaux	14
Tableau 15: Récapitulation des besoins en eaux de la ville	15
Tableau 16: Détermination des débits moyens journaliers des localités aux divers horizons	15
Tableau 17: Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons	17
Tableau 18: Calcul de la consommation maximale et minimale journalière des différents horizons	17
Tableau 19: Bilan ressources-besoins pour divers horizons	18
Tableau 20: Valeurs de β_{min} fonction du nombre d’habitant	20
Tableau 21: Valeurs de β_{max} fonction du nombre d’habitant	20
Tableau 22: Calcul la consommation et Le coefficient d’irrégularité maximale et minimale horaires des différents horizons	20
Tableau 23: réparation des débits horaires en fonction du nombre d’habitants	20
Tableau 24: variation des débits horaires	21
Tableau 25: Capacité de la bêche d’eau de la première station de reprise	30
Tableau 26: Capacité de la bêche d’eau de la deuxième station de pompage	31
Tableau 27: Capacité de la bêche d’eau de la troisième station de pompage	32
Tableau 28: capacité du réservoir principal	34
Tableau 29: capacité du réservoir 02	35
Tableau 30: Calcul des pertes de charges	45
Tableau 31: Calcul de la HMT 1	46
Tableau 32: Calcul des frais d’exploitation	46
Tableau 33: Calcul de la HMT 2	47
Tableau 34: Calcul des frais d’exploitation	47
Tableau 35: Calcul de la HMT 3	47
Tableau 36: Calcul des frais d’exploitation	48
Tableau 37: Calcul des frais d’amortissement	48
Tableau 38: Calcul du bilan	48
Tableau 39: Calcul de la HMT du 2ème tronçon de l’adduction par refoulement	49
Tableau 40: Calcul des frais d’exploitation du 2ème tronçon de l’adduction	49
Tableau 41: Calcul des frais d’amortissement du 2ème tronçons de l’adduction	50
Tableau 42: Calcul du bilan du 2ème tronçon de l’adduction	50
Tableau 43: Calcul de la HMT du 3ème tronçon da l’adduction par refoulement	51
Tableau 44: Calcul des frais d’exploitation du 3ème tronçon de l’adduction	51
Tableau 45: Calcul des frais d’amortissement du 3ème tronçon de l’adduction	51
Tableau 46: Calcul du bilan du 3ème tronçon de l’adduction	51

Tableau 47: Calcul de la HMT du 4^émetronçon da l'adduction par refoulement	52
Tableau 48: Calcul des frais d'exploitation du 4^éme tronçon de l'adduction	53
Tableau 49: Calcul des frais d'amortissement du 4^éme tronçon de l'adduction	53
Tableau 50: Calcul du bilan du 4^émetronçon de l'adduction	53
Tableau 51: Calcul de la HMT du 5^émetronçon da l'adduction par refoulement	54
Tableau 52: Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en .	55
Tableau 53: Tableau récapitulatif des diamètres des diffèrent tronçon	55
Tableau 54: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	66
Tableau 55: Les débits de route et les débits des tronçons	84
Tableau 56: Les débits de route et les débits des tronçons(Suite et fin)	86
Tableau 57: Les résultats de la simulation des arcs de la zone	87
Tableau 58: Les pressions et les charges au niveau des nœuds	88

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un élément indispensable à la vie, il n'y pas de vie humaine digne sans accès à l'eau de qualité en quantité suffisante. Cette source de vie par excellence est notre or bleu, elle est un bien commun à toute l'humanité et elle contribue par des multiples façons à la qualité de notre vie et au développement d'une région dans tous les domaines.

De ce point, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion de cette dernière.

Devant de telles situations, les pouvoirs publics en algerie sont préoccupés de résoudre l'épineuse équation entre les ressources et la satisfaction des besoins en eau de la population, de l'industrie et de l'irrigation. L'atteinte de cet objectif passe inévitablement par la maîtrise de la ressource et sa répartition entre les populations.

La situation hydraulique en eau potable du chef-lieu de SOUAMAA est moyenne malgré l'importance des ressources hydriques au niveau de la nappe alluviale d'Oued SEBAOU

Néanmoins, le problème du manque d'eau potable est dû essentiellement à :

- L'accroissement démographique et l'extension que connaît cette région ;
- La vétusté et la corrosion de certains tronçons de conduite.

Donc notre étude a comme objectif l'alimentation en eau potable du chef-lieu de SOUAMAA, à partir des trois forages qui se trouvent sur la rive gauche d'Oued de SEBAOU.

Par ailleurs, en vue de satisfaire la demande suscitée, il est évident de rénover le réseau et les installations de toute les stations de pompage par de nouveaux groupes électropompes.

Pour faire, le présent travail s'articule autour des points suivants :

- Une présentation globale du site, dans laquelle on trouve des données de base, afin de décrire les différentes situations : géographique ; climatique et hydraulique du site, qui fera l'objet du premier chapitre.
- Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau aux différents horizons futurs ainsi que le nombre d'habitants et cela, dans le but d'établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme.

- Le troisième chapitre consistera à dimensionner les réservoirs et à comparer leur capacité avec celle existantes, ensuite, en cas de nécessité, nous devons projeter des réservoirs, pour stocker le volume d'eau supplémentaire demandé.
- Dans le quatrième chapitre, nous passerons au choix du tracé, le type de conduite, ainsi que l'étude technico-économique qui portera sur le dimensionnement des conduites en déterminant leur diamètre économique.
- Le cinquième chapitre sera consacré au choix des pompes adéquates, répondant aux exigences du projet, en cherchant leurs points de fonctionnement ainsi que l'éventuelle modification, et l'étude de leur cavitation

Le sixième chapitre et qui est le dernier qui se concentre essentiellement sur l'étude du réseau de distribution du chef-lieu et la détermination des diamètres normalisés et les vitesses adéquates de chaque tronçon, et de trouver aussi les débits et les pressions en chaque nœuds du réseau.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

SOUAMAA est une ville algériennes, située dans la daïra de MEKLA et la wilaya de TIZI OUZOU, et sa source unique d'approvisionnement en eau potable est deux forages dont ses débits transitant sont insuffisant pour alimenter toute la ville en ce temps actuel à cause de l'accroissement démographique et le développement des équipements sanitaires et cela nécessite la conception d'un nouveau réseau renforcé.

Donc dans ce chapitre on énumèrera toutes les caractéristiques de la zone d'étude et des paramètres influençant sur l'étude du projet.

I.2. Présentation de la zone d'étude

La commune de SOUAMAA est le chef-lieu, elle s'étant sur une superficie de 79 km² et elle est délimitée par [1]:

- Au Nord, par la commune d'AZAZGA.
- Au Sud par, les communes d'AIT YAHIA.
- A l'Est, par les communes d'IFIGHA.
- A l'Ouest par les communes d'AIT KHELLILI.

La situation géographique de la zone d'étude est représentée dans la figure (1) :

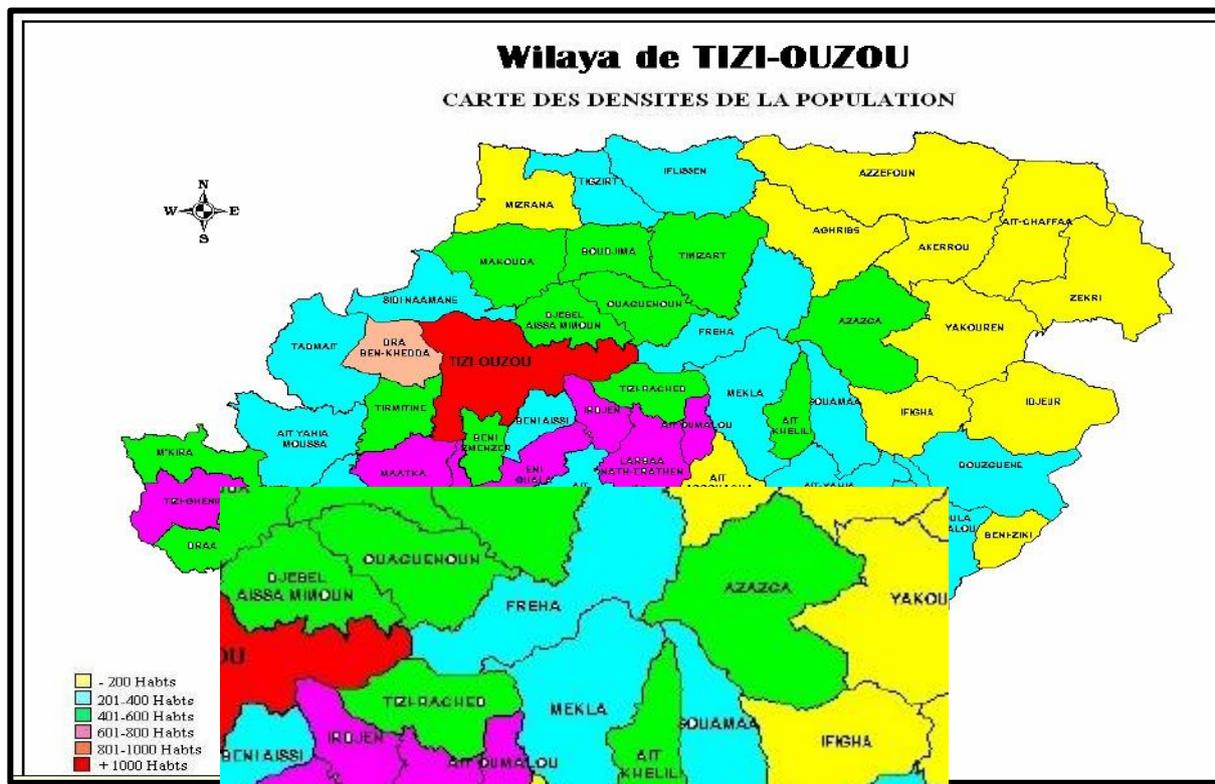


Figure 1: Situation géographique de la commune SOUAMAA dans la willaya de TIZI OUZOU (commune de SOUAMMA)

I.3. Situation topographique de la région

Selon le PDAU intercommunal de 2014, la commune SOUAMAA est dominée par un relief montagneux et accidenté à pentes moyennes entre (12.5 à 25 %) en sa majorité à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes. Les pentes sont représentées dans le tableau suivant :

Classe des pentes	0 à 3 %	3 à 12,5 %	12,5 à 25 %	25 à 100 %	Plan d'eau	Total
Superficie (Ha)	0	1328	4307	2142	192	7969
Taux (%)	0,0	16,7	54,0	26,9	2,4	100

Tableau 1: Représentaion des pentes

Répartition de la pluviométrie moyenne annuelle dans la station de référence est représentée dans la figure (2) suivante :



Figure 2: Répartition de la pluviométrie moyenne annuelle dans la station de référence

I.4. Aperçu climatique

I.4.1. Pluviométrie

Notre zone d'étude à un climat qui fait partie des étages bioclimatiques subhumide caractérisé par un été chaud où la température atteint 40°C par temps sirocco sur les crêtes et au fond d'oueds, et hiver froid avec chute de neige,

La station pluviométrique de Mekla est la station la plus proche de la zone d'étude, et qui nous donne la pluviométrie moyenne annuelle résumé dans le tableau suivant [2] :

Station	janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
P(mm)	63,4	40,2	41,6	43,4	33,4	7,9	1,8	6,1	23,3	33,5	44,4	64,8

Tableau 2: La pluviométrie moyenne annuelle

A partir de la figure (2) on aperçoit que le mois le plus sec est celui de **Juillet** avec seulement 1,8 mm, par contre la moyenne de 64.8 mm, correspond au mois de **Décembre** qui enregistre la plus haute quantité de précipitations.

Les pluies dans cette région sont connues par leur intensité et leur brutalité dans la période hivernale, et pratiquement leurs absences dans la période estivale, donc les précipitations sont réparties d'une façon irrégulière au cours de l'année. La neige occupe les Crêtes des montagnes de la région.

I.4.2. Températures

La station de référence de Tizi ouzou est la station la plus proche de la zone d'étude, et qui nous donne les Température moyenne mensuelle résumé dans le tableau (I.3) suivant [1]:

Tableau 3: Les Température moyenne mensuelle

Station	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	
TIZI OUZOU	T_{max} (C°)	14,7	14,7	16,7	18	21	24,7	27	28,6	25,6	23,1	18,7	15,9
	T_{min} (C°)	9	8,6	10,1	11,6	15,1	18,7	21,1	22,3	19,8	16,6	12,9	10,3
	T_{moy} (C°)	11,9	11,7	13,4	14,8	18,1	21,7	24,1	25,5	22,7	19,9	15,8	13,1

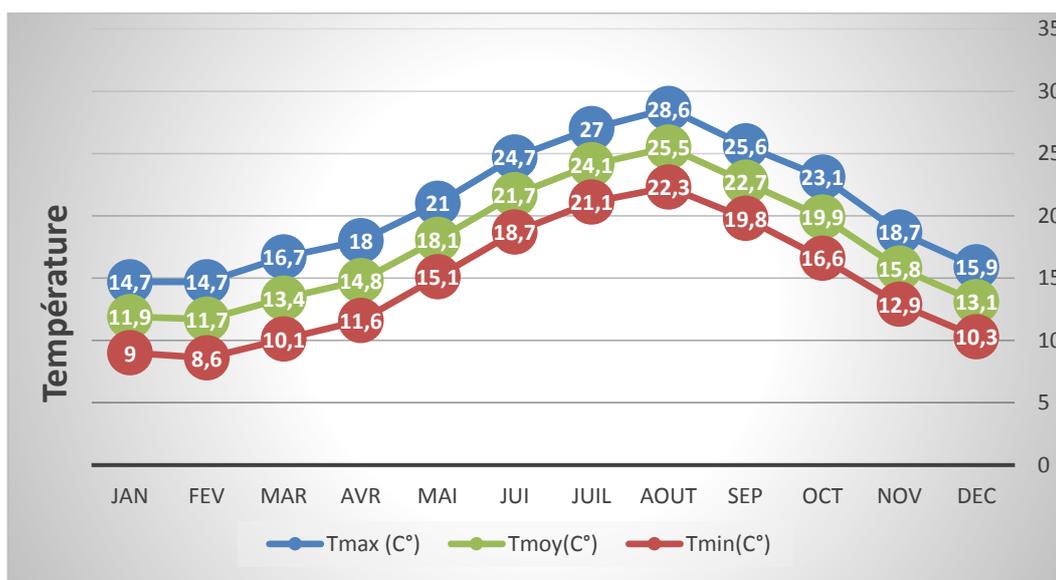


Figure 3: Données relatives aux températures à travers la station de référence TIZI OUZOU

Août est le mois le plus chaud de l'année qui présente une température moyenne est de 25.5 °C, et la température moyenne 11.7 °C correspond au mois de **Février**, c'est le mois le plus froid de l'année.

I.5. Situation hydraulique

I.5.1. Situation actuelle

Les ressources en eau de la commune de SOUAMAA sont essentiellement des eaux des forages qui sont situés sur la rive de oued de Sebaou, les deux forages existant fournissent un débit globale de 20 (l/s) soit 1728 (m³/j) ; ces eaux de forage sont acheminées par le biais de trois stations de reprise dont la capacité de la bêche d'eau de chacune est de 50 m³ vers le réservoir tête qui se trouve à une cote de 797.21 m et d'une capacité de 500 m³ et qui alimente deux réservoir jumelé d'une capacité de (500+250) m³ qui servent à alimenter la partie sud du chef-lieu.

Le schéma d'adduction existant se joint à l'annexe (1).

L'agglomération de chef-lieu de SOUAMAA souffre de problème du manque d'eau potable qui est dû essentiellement :

- L'accroissement démographique et l'extension que connaît cette région ;
- La vétusté et l'corrosion de certain tronçon de conduite.

I.5.2. Les ouvrage de stockage

Chef-lieu de SOUAMAA dispose de trois (03) réservoirs, d'une capacité totale de 1250 m³ répartis selon leurs emplacements et capacités dans le tableau (4) suivant :

Tableau 4: Les réservoirs de stockage

Nom du réservoir	Capacité (m ³)	Côte de trop plein (m)	Côte du terrain naturel (radiant)
Réservoir tête (R1)	500	797.21	793.21
Réservoir Jumelé (R2)	500+250	760.55	756.55

Le système d'alimentation de Chef-lieu SOUAMAA se fait par une chaîne d'adduction par refoulement des eaux du forage, et elle est décrite et composée de trois (03) stations de reprise qui sont illustrés dans ce tableau (5) ci-dessous :

Tableau 5: station de reprise

Station De reprise	Côte (m)	Capacité de stockage (m ³)	L'endroit de refoulement
SR01	463.58	50	Vers la SR02
SR02	606.18	50	Vers la SR03
SR03	713.83	50	Vers le réservoir R1

I.5.3. Caractéristique des forages

On a deux forages existant qui sont en service dont leurs caractéristiques sont :

✚ Forage(1) :

- Débit d'exploitation : 9 (l/s) ;
- Cote de forage : 358 m ;
- Niveau dynamique : 40 m.

✚ Forage (2) :

- Débit d'exploitation : 11 (l/s) ;
- Cote de forage : 358 m ;
- Niveau dynamique : 40 m.

Un Troisième forage sera implanté a cote des deux autres forages, afin de renforcer le déficit constate à l'horizon futur, dont les caractéristiques sont :

- Débit d'exploitation : 10 (l/s) ;

- Cote de forage : 358 m ;
- Niveau dynamique : 40 m.

Notre zone d'étude se trouve dans une région montagneuse avec des reliefs accidentés, elle est délimitée tout au tour par un oued (oued Sebaou) est ce dernier, est la seule source d'approvisionnement en eau potable, pour cette région par l'implantation des forages au niveau des rives de ce oued, comme la montre la figure (4) ci-dessous :

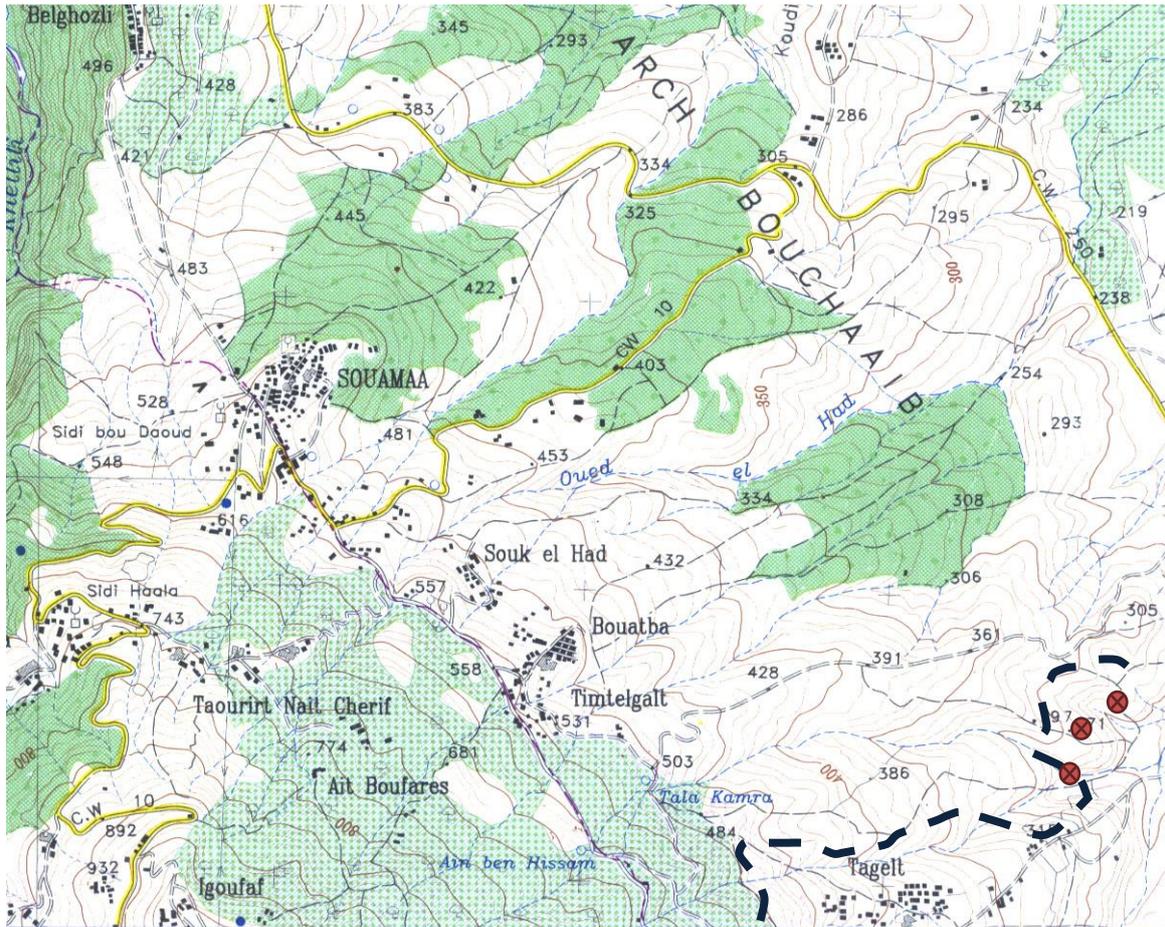


Figure 4: Limites Territoires communal de SOUAMAA

I.5. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de mieux connaître notre zone d'étude en connaissant les différentes caractéristiques qui définissent cette zone sur ces divers aspects.

Notre zone d'étude est caractérisée par un relief montagneux et accidenté ; et un climat subhumide. C'est par ces différentes informations de base qu'on fait l'élaboration de notre étude d'alimentation en eau potable pour notre agglomération.

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

La consommation d'eau varie en fonction des types de consommateurs, pour cela, avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommations unitaires, établies sur la base de certains critères à savoir : besoins domestiques, socio-économique, sanitaire...etc.

II.2. Situation démographique

La population de chef-lieu SOUAMAA est de 4708 habitants d'après le dernier recensement (RGPH 2008).

II.3. Estimation de la population

L'estimation de la population en Algérie suit la loi des accroissements géométriques, donnée par l'expression suivante, qui tient compte du taux de naissance, du taux d'immigration et celui de mortalité.

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

Avec :

- P_n : La population future à l'horizon considéré ;
- P_0 : La population de l'année de référence ;
- T : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de 1,6 ;
- n : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

II.3.1. Estimation de la population actuelle

L'actualisation de la population s'appuie sur les derniers recensements de 2008. La répartition de la population de chef-lieu de SOUAMAA en 2021, ci-après :

Tableau 6: Nombre d'habitants par localité en 2021

Localité	Population en 2008	Taux d'accroissement (%)	Population en 2021
Chef-lieu	4708	1,6	5431

II.3.2. Estimation de la population à long termes

Notre étude s'étend sur un horizon de 25 ans, les résultats de l'estimation sont regroupés dans le tableau (7) et la figure (5) comme suit :

Tableau 7: Evaluation de la population à long terme

Localité	Référence 2008	actuel 2021	court terme 2026	moyen terme 2036	long terme 2046
Chef-lieu	4708	5431	5880	6891	8076

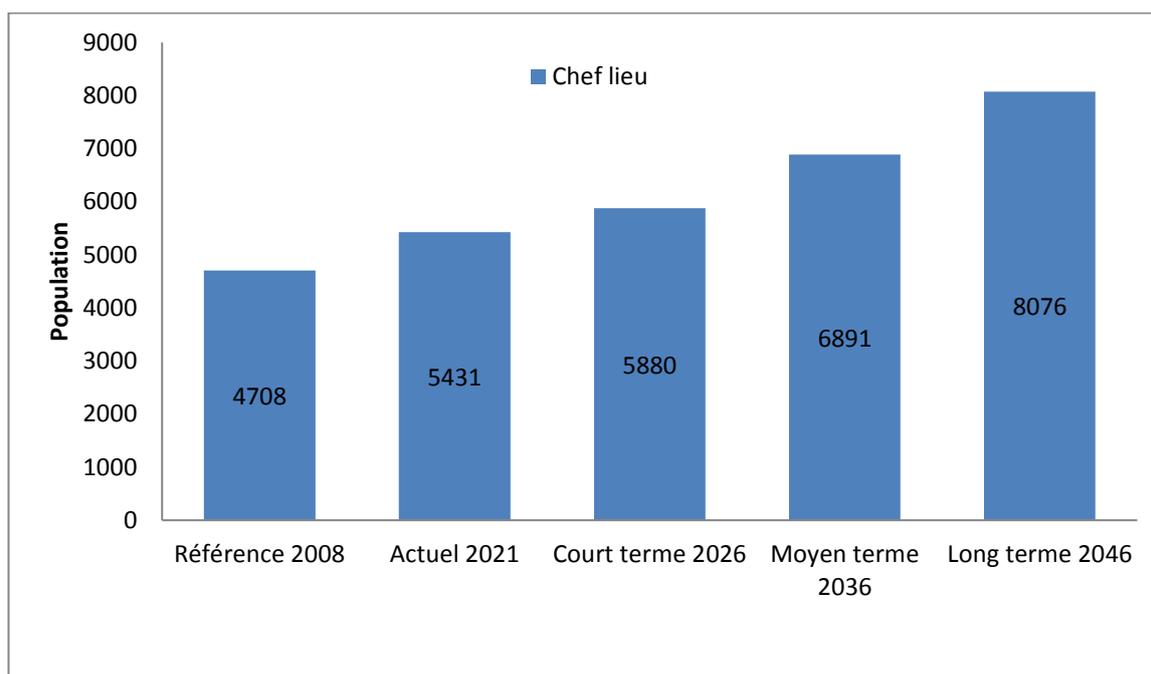


Figure 5: Histogramme de l'évolution de la population

II.4. Choix de la norme de consommation domestique

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiène déterminent la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant, elle est représentée dans le tableau (8) suivant :

Tableau 8: Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5 000 à 20 000	125 à 200
De 20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieur à 100 000	300 à 400

Le choix de la norme de consommation de la population à l'horizon voulu sera une dotation de 125 à 200 l/hab/j.

II.5. Evaluation des débits de la consommation en eau

Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future.

II.5.1. Besoins domestique

La consommation moyenne journalière est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{\text{dom}} = \sum (q_i \times N_i / 1000) \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- Q_{dom} : La consommation domestique moyenne journalière (m^3/j) ;
- q_i : La dotation moyenne journalière est prise 125 l/hab/j pour la période actuelle, 150 l/hab/j pour le moyen terme et 180l/hab/j pour l'horizon 2046 ;
- N_i : Le nombre d'habitants.

Les besoins en eau domestique de chef-lieu sont estimés dans les tableaux suivant :

Tableau 9: Besoins en eau domestique de chef-lieu de SOUMAA

Localité	Dotation (l/hab/j)				Besoin en eau (m^3/j)			
	2021	2026	2036	2046	2021	2026	2036	2046
Chef-lieu	125	125	150	180	678,88	735	1033,65	1453,68

II.5.2. Besoins des différents équipements

Les besoins en différents équipements scolaire, sanitaires, administratifs, socioculturels, sportifs et commerciaux de la zone d'étude sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau 10: Evaluation des besoins scolaires

Désignation	nombre	Dotation (l/j)	Effectif	Besoin (m^3/j)
Ecole primaire	2	20	333	13,36
CEM	1	20	300	6
Lycée	1	20	500	10
Total				29,36

Tableau 11: Evaluation des besoins sanitaires

Désignation	nombre	Dotation (l/j)	Effectif	Besoin (m^3/j)
Polyclinique	1	30	30	0,9
Total				0,9

Tableau 12: Evaluation des besoins administratifs

Désignation	Nombre	Dotation (l/j)	Effectif	Besoin (m ³ /j)
Siege APC	1	30	25	0,75
Poste	1	30	5	0,15
Total				0,9

Tableau 13: Evaluation des besoins socioculturels et sportifs

Désignation	Nombre	Dotation (l/j)	Effectif	Besoin (m ³ /j)
Maison de jeunes	1	15	50	0,75
Bibliothèque	1	5	50	0,25
Stade de proximité	1	30	40	1,2
Salle de sport	1	70	60	4,2
Mosquée	4	30	200	24
Total				30,4

Tableau 14: Evaluation des besoins commerciaux

Désignation	Nombre	Dotation (l/j)	Effectif	Besoin (m ³ /j)
Menuiserie	1	50	6	0,3
Mécanicien	1	50	4	0,2
Alim. Générale	4	50	4	0,8
Huilerie	1	500	4	2
Cafétéria	3	400	10	12
Pharmacie	2	50	6	0,6
Garage soudure	1	100	3	0,3
Dépôt de boisson	1	200	2	0,4
Tôlerie	1	100	2	0,2
Total				16,8

II.5.3. Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Les besoins en eaux des équipements la ville de SOUAMAA sont donné par le tableau (15) ci-dessous :

Tableau 15: Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Administratifs	0,9
Scolaires	29,36
Sanitaires	0,9
Commerciaux	16,8
Socioculturels	30,4
Total	78,32

II.6. Calcul du débit moyen journalier pour divers horizons

Le débit moyen journalier pour divers horizons est la somme des Besoins domestiques et des besoins d'équipements administratifs, scolaires, sanitaires, socioculturels, sportifs, commerciaux et cheptel. Il est calculé selon la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}}$$

(II.3)

Et le débit d'équipements projetés sera estimé par la formule suivante [3] :

$$[Q_{\text{équi}}(2021) / Q_{\text{dom}}(2021)] = [Q_{\text{équi}}(\text{horizon}) / Q_{\text{dom}}(\text{horizon})]$$

(II.4) Avec :

- Q_{moy,j} : Le débit moyen journalier en (m³/j) ;
- Q_{dom} : Le débit des besoins domestique journalier en (m³/j) ;
- Q_{équi} : Le débit des équipements journalier en (m³/j).

Les résultats sont indiqués dans, le tableau (II.11) et la figure (II.2) comme suit :

Tableau 16: Détermination des débits moyens journaliers des localités aux divers horizons

horizon 2021		
Besoins Domestiques (m ³ /j)	Besoins des Equipements (m ³ /j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
678,88	78,36	757,24
horizon 2026		
Besoins Domestiques (m ³ /j)	Besoins des Equipements (m ³ /j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)

	735	84,83	819,83
horizon 2036			
Besoins Domestiques (m³/j)		Besoins des Equipements (m³/j)	Qmoy.j (m³/j)
1033,66		119,29	1152,95
horizon 2046			
Besoins Domestiques (m³/j)		Besoins des Equipements (m³/j)	Qmoy.j (m³/j)
1453,68		167,77	1621,45

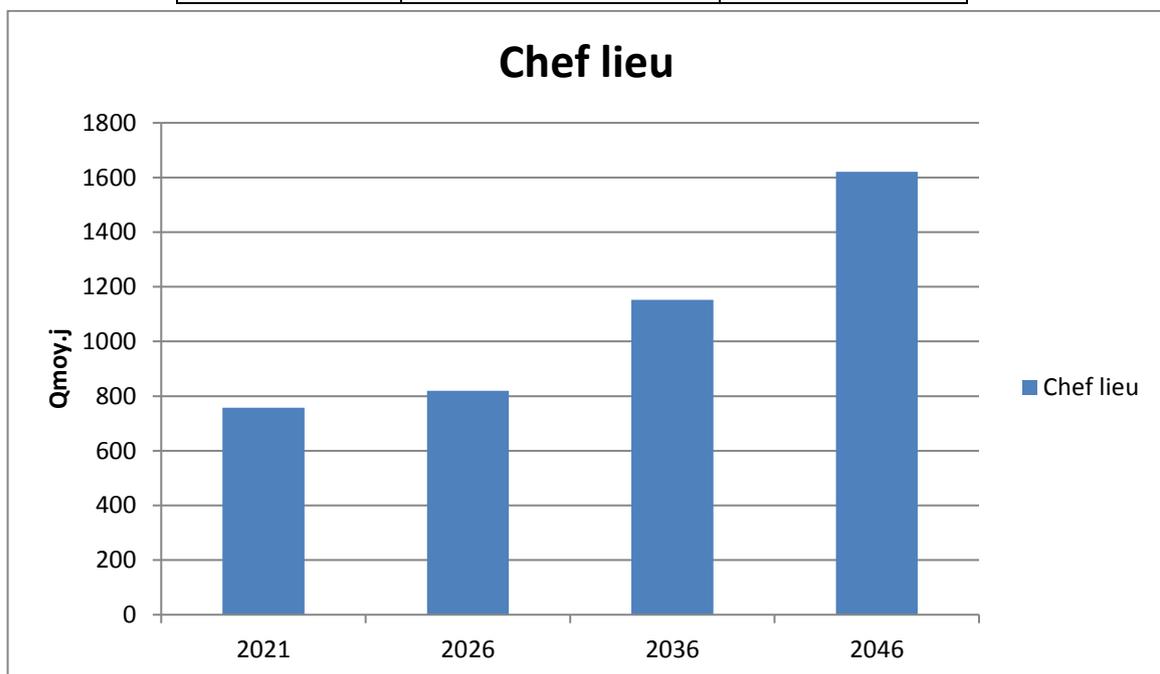


Figure 6: Histogramme de l'évolution de la consommation moyenne journalière a divers horizon

II.7. Calcul du débit majoré journalier

Pour compenser les fuites au niveau du réseau de distribution qui sont en fonction du type de conduite, la nature et la qualité d'entretien. Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20% tel que [4] :

$$Q_{maj,j} = Q_{moy,j} + Q_{fuites} \tag{II.5}$$

$$Q_{fuites} = Q_{moy,j} \times (20 / 100) \tag{II.6}$$

$$Q_{maj,j} = 1,2 \times Q_{moy,j} \tag{II.7}$$

Avec :

- $Q_{maj,j}$: Le débit majoré journalier en (m³/j) ;

- $Q_{moy,j}$: Le débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- Q_{fuites} : Le débit des fuites en (m^3/j).

Le débit majoré journalier pour divers horizons est indiqué dans le tableau (II.12) suivant :

Tableau 17: Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons

Année	2021	2026	2036	2046	2021	2026	2036	2046
Localités	Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ (m^3/j)				Débit majoré journalier $Q_{max,j}$ (m^3/j)			
chef-lieu	757,24	819,83	1152,95	1621,45	908,68	983,80	1383,54	1945,74

II.8. Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau quotidienne, n'est pas constante, mais varie en présentant des minimums et des maximums. Pour tenir compte de cette variation, il existe deux coefficients dits coefficients d'irrégularité journalière, à savoir $K_{min,j}$ et $K_{max,j}$ définis comme suit :

$$K_{min,j} = (Q_{min,j} / Q_{moy,j}) \tag{II.8}$$

$$K_{max,j} = (Q_{max,j} / Q_{moy,j}) \tag{II.9}$$

Donc :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \tag{II.10}$$

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \tag{II.11}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Le débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $Q_{min,j}$: Le débit minimal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j) ;
- $Q_{max,j}$: Le débit maximal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j) ;
- $K_{max,j}$: Le coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 1,1 ÷ 1,3 ;
- $K_{min,j}$: Le coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 0,7 ÷ 0,9.

Pour le cas de notre étude, nous avons pris les valeurs suivantes :

$$K_{min,j} = 0,8 \quad \text{donc :} \quad Q_{min,j} = 0,8 \times Q_{moy,j}$$

$$K_{max,j} = 1,2 \quad \text{donc :} \quad Q_{max,j} = 1,2 \times Q_{moy,j}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (II.13) suivant :

Tableau 18: Calcul de la consommation maximale et minimale journalière des différents horizons

Localités	Coefficient d'irrégularité		Horizon 2021		Horizon 2026		Horizon 2036		Horizon 2046	
	$K_{min,j}$	$K_{max,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)	$Q_{max,j}$ (m^3/j)						
chef-lieu	0,80	1,20	726,94	1090,41	787,04	1180,56	1106,83	1660,24	1556,59	2334,88

- La consommation maximale journalière totale actuelle est de **1090,36** (m³/j) ;
- La consommation maximale journalière totale à l'horizon (2046) est de **2334,88** (m³/j).

II.9. Bilan hydrique

Le bilan hydrique est une confrontation entre les ressources et les besoins en eau, et on prend :

- Pour les besoins : le débit maximal journalier.
- Pour les ressources : les eaux du forage avec une production moyenne de 30 l/s, qu'on considère stable pour les différents horizons.

Le bilan hydrique est représenté dans le tableau (II.14) et la figure (II.3) ci-dessous :

Tableau 19: Bilan ressources-besoins pour divers horizons

Période	Besoin en eau (l/s)	Forage (l/s)	Bilan (l/s)
Actuel (2021)	12,62	20	7,38
Courte terme (2026)	13,66	20	6,34
Moyen terme (2036)	19,21	20	0,79
Long terme (2046)	27,02	20	-7,02

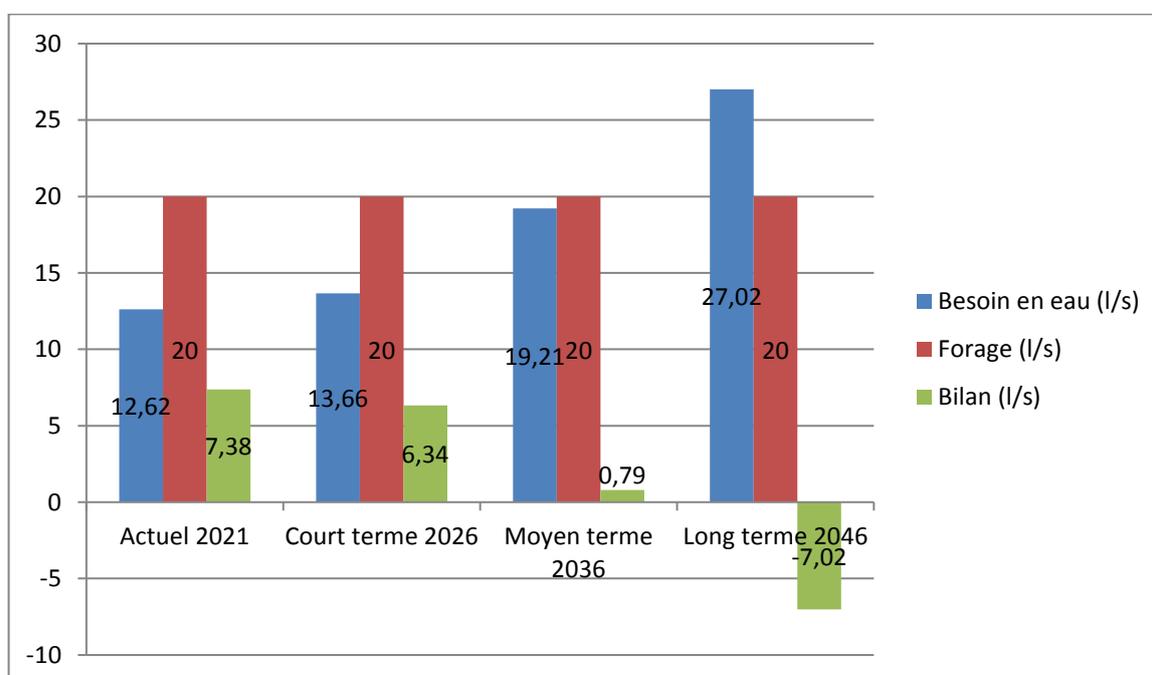


Figure 7: Histogramme de Bilan ressources-besoins pour divers horizons

Nous constatons qu'à l'horizon 2046 les débits transitant des deux forages ne satisferons pas les besoins de l'agglomération de chef-lieu de Souamaa qui présentera un déficit de (7.02l/s).

Et vu la nécessité de satisfaire les besoins de cette agglomération un nouveau forage sera implanté au niveau des deux autres forages déjà existant qui alimentera progressivement le réseau pour atteindre un débit de (7.02l/s) à long terme.

II.10. Variation de la consommation horaire

Le débit maximal subit des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par des coefficients de variations horaires : $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$

$$K_{max.h} = (Q_{max.h}) / (Q_{moy.h}) \tag{II.12}$$

$$K_{min.h} = (Q_{min.h}) / (Q_{moy.h}) \tag{II.13}$$

D'ou :

$$Q_{moy.h} = Q_{moy.j} / 24 \tag{II.14}$$

$$\begin{aligned} Q_{max.h} &= K_{max.h} \times Q_{moy.h} \\ Q_{min.h} &= K_{min.h} \times Q_{moy.h} \end{aligned} \tag{II.15} \tag{II.16}$$

Avec :

- $K_{max.h}$: Le coefficient d'irrégularité maximale horaire ;
- $K_{min.h}$: Le coefficient d'irrégularité minimale horaire ;
- $Q_{max.h}$: La consommation maximale horaire (m³/h) ;
- $Q_{moy.h}$: La consommation moyenne horaire (m³/h).

Les coefficients de variations horaires $K_{min.h}$ et $K_{max.h}$ sont définis aussi :

$$\begin{aligned} K_{max.h} &= \alpha_{max} \times \beta_{max} \\ K_{min.h} &= \alpha_{min} \times \beta_{min} \end{aligned} \tag{II.17} \tag{II.18}$$

Avec :

- α_{min} : Le coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 0,4 ÷ 1,4 ;
 Pour notre étude on prend : $\alpha_{min}= 0,9$
- α_{max} : Le coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 1,2 ÷ 1.4 ;
 Pour notre étude on prend : $\alpha_{max}=1,3$;
- β_{min} : Le coefficient qui dépend du nombre d'habitant, et sera déterminé par la méthode d'interpolation à l'aide du tableau (II.15) suivant :

Tableau 20: Valeurs de β_{min} fonction du nombre d'habitant

Habitant × 1000	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,20	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1,0

- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant, sera déterminé par la méthode d'interpolation à l'aide du tableau (21) suivant :

Tableau 21: Valeurs de β_{max} fonction du nombre d'habitant

Habitant × 1000	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1,0

Les résultats du calcul, $K_{min,h}$, $K_{max,h}$, $Q_{min,h}$, $Q_{max,h}$ sont représentés sur le tableau (22) suivant par année :

Tableau 22: Calcul la consommation et Le coefficient d'irrégularité maximale et minimale horaires des différents horizons

Année	$Q_{moy,h}$ (m ³ /h)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m ³ /h)
2021	45,43	1,86	84,50
2026	49,19	1,83	90,02
2036	69,18	1,79	123,9
2046	97,29	1,76	171,23

II.10.1. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (23) suivant :

Tableau 23: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5

7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Remarque :

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre **Moins de 10000** hab.

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération variation des débits horaires il est présente dans le tableau (24) suivant :

Tableau 24: variation des débits horaires

Heure du jour	Consommation total Q max.j=2334,88m ³ /J		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1	23,349	1	23,349
1-2	1	23,349	2	46,698
2-3	1	23,349	3	70,046
3-4	1	23,349	4	93,395
4-5	2	46,698	6	140,093
5-6	3	70,046	9	210,139
6-7	5	116,744	14	326,883
7-8	6,5	151,767	20,5	478,650
8-9	6,5	151,767	27	630,418
9-10	5,5	128,418	32,5	758,836
10-11	4,5	105,070	37	863,906
11-12	5,5	128,418	42,5	992,324

12-13	7	163,442	49,5	1155,766
13-14	7	163,442	56,5	1319,207
14-15	5,5	128,418	62	1447,626
15-16	4,5	105,070	66,5	1552,695
16-17	5	116,744	71,5	1669,439
17-18	6,5	151,767	78	1821,206
18-19	6,5	151,767	84,5	1972,974
19-20	5	116,744	89,5	2089,718
20-21	4,5	105,070	94	2194,787
21-22	3	70,046	97	2264,834
22-23	2	46,698	98	2288,182
23-24	1	23,349	100	2334,880

II.11. Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de Chef-lieu de SOUAMAA à l'horizon de calcul, par la suite on a calculer le déficit qui est estimé à 7,02 (l/s).

A fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre III: Les réservoirs

III.1. Introduction

Dans ce chapitre on va étudier l'un des principaux ouvrages et éléments constitutif d'un réseau d'alimentation en eau potable qui est le réservoir.

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions et a pour but de stocker l'eau et le servir après, il joue un rôle très important dans le réseau et peu en avoir plusieurs

III.2. Rôle des réservoirs [2]

III.2.1. Régulateur et accumulateur

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

III.2.2. Augmentation des pressions

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

III.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

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

III.2.4. Utilité pour briser la charge

Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau où on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge

III.2.5. Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

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

III.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon[2] :

- **Leur position par rapport au sol, à savoir**

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

- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi-enterrés ;
- ✓ Surélevés, appelés aussi château d'eau.

- **Leur forme, à savoir :**
 - ✓ Circulaires ;
 - ✓ Carrés et rectangulaires ;
 - ✓ Quelconques

- **La nature du matériau dont ils sont constitués qui peut être**
 - ✓ Métallique ;
 - ✓ En maçonnerie ;
 - ✓ En béton armé ordinaire ou précontraint.

III.4. Choix du type de réservoir

L'emplacement d'un réservoir obéit à un certain nombre de conditions suivantes[2] :

- Au centre de l'agglomération (Château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres ;
- En altitude en réduisant le diamètre. La partie de charge est compensée alors par une pression plus grande ;
- L'altitude du réservoir, Plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau ;
- Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier ;
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

Pour notre cas on opte sur choix du réservoir de type semi-enterré voir annexe (2)

III.5. Fontainerie d'équipement des réservoirs

- Conduit d'arrivée ou d'adduction, on distingue différent cas [2]:
 1. arrivée par le haut en sur vers ;
 2. arrivée par le fond ou par le bas ;
 3. arrivée par le haut ou conduite est noyée.

- Conduit de départ ou de distribution ;
- Conduite de trop plein ;

- Conduit by-pas ;
- Matérialisation de la réserve d'incendie.

III.5.1. Conduite d'arrive ou d'adduction

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrive de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulement par rouleaux. Comme le montre la figure (8) ci-dessous

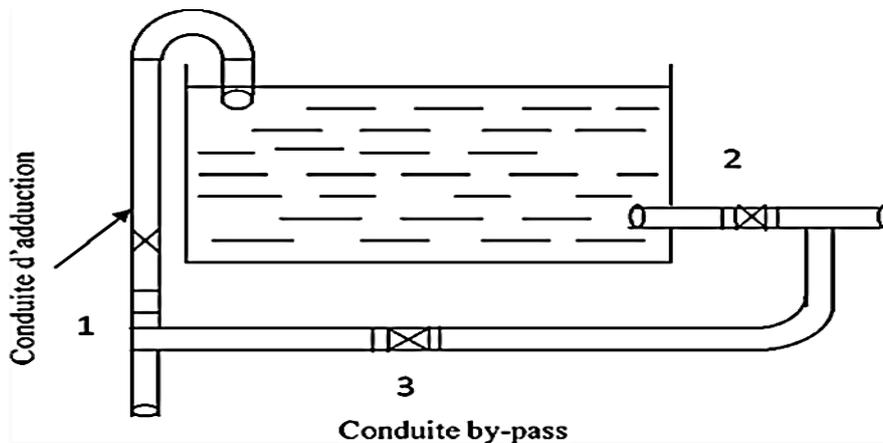


Figure 8: Conduite d'adduction

III.5.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrive à quelque centimètre au-dessus du radier (15à20 cm) pour éviter de matière en suspension .L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite) .Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite. Comme le montre la figure, (9) ci-dessous :

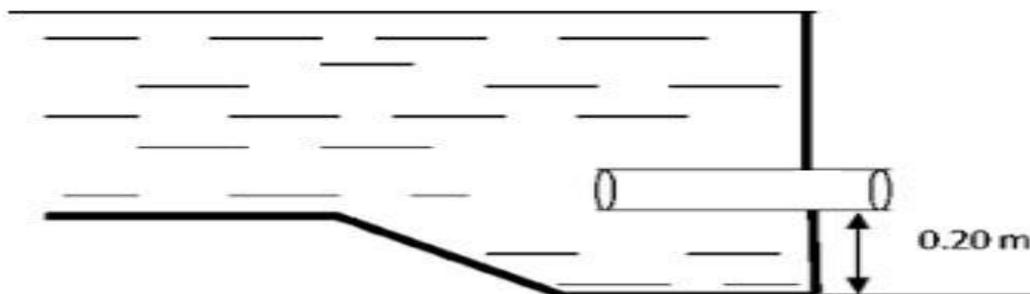


Figure 9: Conduite de distribution

III.5.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où le pompage ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger.

III.5.4. Conduite de by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge, comme le montre la figure, (10) ci-dessous :

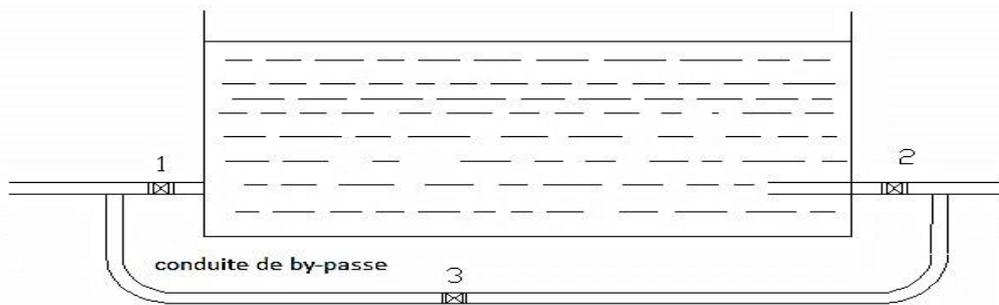


Figure 10: Conduite de by -pass

III.5.5. Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir ou le château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé, comme le montre la figure(11) ci-dessous :

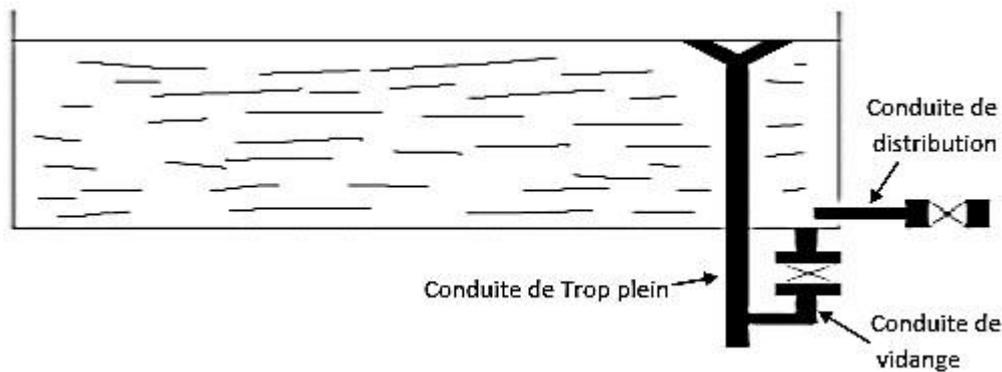


Figure 11: Conduite de vidange et trop plein

III.6. Détermination de la Capacité du réservoir

La capacité de réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode Analytique ;
- Méthode graphique.

III.6.1. Méthode analytique

Le régime de consommation de chaque localité ($K_{\max.h}$) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe (3) : Régime de consommation des agglomérations).

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivant [3] :

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max.j}}{100} \quad (\text{III.1})$$

- V_{\max} : Volume utile ;
- $Q_{\max.j}$: Consommation maximal journalier (m^3/j) ;
- $P\%$: Pourcentage maximal de stockage en (%).

D'où :

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

Avec :

- R^-_{\max} : résidu maximum négatif ;
- R^+_{\max} : résidu maximum positif.

$$V_R = V_U + V_{\text{INC}} \quad (\text{III.3})$$

III.6.1.1. Le volume total du réservoir

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

Le volume total est donc :

$$V_r = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

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

III.6.1.2. Calcul du diamètre

Le diamètre est donné comme suit :

$H = [3 : 6] \text{ m}$ → on prend $H = 4 \text{ m}$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m^3 , et $H = 6 \text{ m}$ pour les réservoirs supérieurs à 500 m^3 .

$$V_n = S_e \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3);
- S_e : Section du réservoir en (m^2) ;
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

III.6.1.3. Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'incendie est donnée comme suit :

On a:

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3 \rightarrow H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.6})$$

III.6.1.4. Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$H_d = H - H_{\text{inc}} \quad (\text{III.7})$$

III.7. Calcul de la capacité des réservoirs par la méthode analytique

Le volume sera calculé à partir du résidu entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure durant 20 heures

III.7.1. Dimensionnement de la bache d'eau de la première station de reprise

La station de reprise STR01 se situe à une altitude de 463,58 m, elle reçoit un débit de $Q_{\max.j} = 2334,88 \text{ m}^3/\text{j}$, par refoulement à partir de la SP pendant 20 h. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est $t = 15 \text{ min}$.

Tableau 25: Capacité de la bache d'eau de la première station de reprise

Heures	Apport (%)	Débit pompé (m3/h)	Sortie (%)	Débit refoulé (m3/h)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	5	116.74	0	0	5		5
01-02	5	116.74	5	116.74	0		5
02-03	5	116.74	5	116.74	0		5
03-04	5	116.74	5	116.74	0		5
04-05	5	116.74	5	116.74	0		5
05-06	5	116.74	5	116.74	0		5
06-07	5	116.74	5	116.74	0		5
07-08	5	116.74	5	116.74	0		5
08-09	5	116.74	5	116.74	0		5
09-10	5	116.74	5	116.74	0		5
10-11	5	116.74	5	116.74	0		5
11-12	5	116.74	5	116.74	0		5
12-13	5	116.74	5	116.74	0		5
13-14	5	116.74	5	116.74	0		5
14-15	5	116.74	5	116.74	0		5
15-16	5	116.74	5	116.74	0		5
16-17	5	116.74	5	116.74	0		5
17-18	5	116.74	5	116.74	0		5
18-19	5	116.74	5	116.74	0		5
19-20	5	116.74	5	116.74	0		5
20-21	0	0	5	116.74	0	-5	0
21-22	0	0	0	0	0		0
22-23	0	0	0	0	0		0
23-24	0	0	0	0	0		0
Total	100	2334.88	100	2334.88			

D'après le tableau (III.1) le pourcentage maximum de stockage est de :

$$P_{\max} = 5\%$$

Alors le volume max :

$$V_{\max} = \frac{5 * 2334.88}{100}$$

Avec :

$$V_{\max} = 116.74 \text{ m}^3$$

On prend : $V_{sr} : 120 \text{ m}^3$

Avec :

- V_{sr} : volume de la bache de la station de reprise.

Remarque :

- La capacité de la bache d'eau calculée est de 120 m^3 ;
- La capacité de la bache d'eau existant est de 50 m^3 ;

Alors on opte pour une bache d'eau projeté de 70 m^3 pour combler le déficit.

❖ *Calcul du diamètre*

On prend $h = 4$ m

$$D = \frac{\sqrt{4 \cdot 70}}{\sqrt{\pi \cdot 4}}$$

D = 4.72 m,

on prend **D = 5 m**

III.7.2. Dimensionnement de la bache d'eau de la deuxième station de reprise

La station de reprise STR02 se situe à une altitude de 606,18m, elle reçoit un débit de $Q_{max,j} = 2334,88$ m³/j, par refoulement à partir de la SP01 pendant 20 h. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est $t = 1$ h.

Tableau 26: Capacité de la bache d'eau de la deuxième station de pompage

Heures	Apport (%)	Débit pompé (m ³ /h)	Sortie (%)	Débit refoulé (m ³ /h)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	0	0	0	0	0		0
01-02	5	116.74	0	0	5		5
02-03	5	116.74	5	116.74	0		5
03-04	5	116.74	5	116.74	0		5
04-05	5	116.74	5	116.74	0		5
05-06	5	116.74	5	116.74	0		5
06-07	5	116.74	5	116.74	0		5
07-08	5	116.74	5	116.74	0		5
08-09	5	116.74	5	116.74	0		5
09-10	5	116.74	5	116.74	0		5
10-11	5	116.74	5	116.74	0		5
11-12	5	116.74	5	116.74	0		5
12-13	5	116.74	5	116.74	0		5
13-14	5	116.74	5	116.74	0		5
14-15	5	116.74	5	116.74	0		5
15-16	5	116.74	5	116.74	0		5
16-17	5	116.74	5	116.74	0		5
17-18	5	116.74	5	116.74	0		5
18-19	5	116.74	5	116.74	0		5
19-20	5	116.74	5	116.74	0		5
20-21	5	116.74	5	116.74	0		5
21-22	0	0	5	116.74	0	-5	0
22-23	0	0	0	0	0		0

23-24	0	0	0	0	0		0
Total	100	2334.88	100				

D'après le tableau (III.2) le pourcentage maximum de stockage est de :

$$P_{\max} = 5\%$$

Alors :

$$V_{\max} = \frac{5 * 2334.88}{100}$$

Avec :

$$V_{\max} = 116.74 \text{ m}^3$$

On prend : $V_{sr} = 120 \text{ m}^3$

Avec :

V_{sr} : volume de la bache de la station de reprise.

Remarque :

- La capacité de la bache d'eau calculée est de 120 m^3 ;
- La capacité de la bache d'eau existant est de 50 m^3 ;

Alors on opte pour une bache d'eau projeté de 70 m^3 pour combler le déficit.

❖ **Calcul du diamètre**

On prend $h = 4 \text{ m}$

$$D = \frac{\sqrt{4*70}}{\sqrt{\pi*4}}$$

D = 4.72 m, on prend

D = 5 m

III.7.3. Dimensionnement de la bache d'eau de la troisième station de reprise

La station de reprise STR03 se situe à une altitude de 713,83m, elle reçoit un débit de $Q_{\max,j} = 2334,88 \text{ m}^3/\text{j}$, par refoulement à partir de la SP02 pendant 20 h. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est $t = 1 \text{ h}$.

Tableau 27: Capacité de la bache d'eau de la troisième station de pompage

Heures	Apport (%)	Débit pompé (m3/h)	Sortie (%)	Débit refoulé (m3/h)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	0	0	0	0	0	0	0
01-02	0	0	0	0	0	0	0
02-03	5	116.74	0	0	5	0	5
03-04	5	116.74	5	116.74	0	0	5
04-05	5	116.74	5	116.74	0	0	5
05-06	5	116.74	5	116.74	0	0	5

06-07	5	116.74	5	116.74	0	0	5
07-08	5	116.74	5	116.74	0	0	5
08-09	5	116.74	5	116.74	0	0	5
09-10	5	116.74	5	116.74	0	0	5
10-11	5	116.74	5	116.74	0	0	5
11-12	5	116.74	5	116.74	0	0	5
12-13	5	116.74	5	116.74	0	0	5
13-14	5	116.74	5	116.74	0	0	5
14-15	5	116.74	5	116.74	0	0	5
15-16	5	116.74	5	116.74	0	0	5
16-17	5	116.74	5	116.74	0	0	5
17-18	5	116.74	5	116.74	0	0	5
18-19	5	116.74	5	116.74	0	0	5
19-20	5	116.74	5	116.74	0	0	5
20-21	5	116.74	5	116.74	0	0	5
21-22	5	116.74	5	116.74	0	0	5
22-23	0	0	5	116.74	0	-5	0
23-24	0	0	0	0	0	0	0
Total	100	2334.88	100	2334.88			

D'après le tableau (27) le pourcentage maximum de stockage est de :

$$P_{\max} = 5\%$$

Alors :

$$V_{\max} = \frac{5 * 2334.88}{100}$$

Avec :

$$V_{\max} = 116.74 \text{ m}^3$$

On prend : $V_{sr} = 120 \text{ m}^3$

Avec :

V_{sr} : volume de la bache de la station de reprise.

Remarque :

- La capacité de la bache d'eau calculée est de 120 m^3 ;
- La capacité de la bache d'eau existant est de 50 m^3 ;

Alors on opte pour une bache d'eau projeté de 70 m^3 pour combler le déficit.

❖ *Calcul du diamètre*

On prend $h = 4 \text{ m}$

$$D = \frac{\sqrt{4 * 70}}{\sqrt{\pi * 4}}$$

D = 4.72 m, on prend

D = 5 m

III.7.4. Dimensionnement du réservoir principal (R01)

Ce réservoir assure la distribution vers la région nord du chef-lieu, avec une population de 1151 habitants et un débit maximum journalier de 305 m³/j, le reste sera acheminé par une adduction gravitaire vers le réservoir R01. On trouve :

(Régime de la consommation des agglomérations, voir annexe(3))

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad , \quad \beta_{\max} = 1.93 \quad , \quad K_{\max,h} = 2.5$$

Tableau 28: capacité du réservoir principal

Heures	Apport (%)	k _{max} _h	Distribution (%)	volume transitant vers R01(%)	surplus (%)	déficit (%)	résidu
00-01	0	0,6	0,08	3,62		-3,70	-3,70
01-02	0	0,6	0,08	3,62		-3,70	-7,40
02-03	0	1,2	0,16	3,62		-3,78	-11,18
03-04	5	2	0,26	3,62	1,12		-10,06
04-05	5	3,5	0,46	3,62	0,92		-9,14
05-06	5	3,5	0,46	3,62	0,92		-8,22
06-07	5	4,5	0,59	3,62	0,79		-7,43
07-08	5	10,2	1,33	3,62	0,05		-7,39
08-09	5	8,8	1,15	3,62	0,23		-7,16
09-10	5	6,5	0,85	3,62	0,53		-6,63
10-11	5	4,1	0,54	3,62	0,84		-5,79
11-12	5	4,1	0,54	3,62	0,84		-4,95
12-13	5	3,5	0,46	3,62	0,92		-4,03
13-14	5	3,5	0,46	3,62	0,92		-3,11
14-15	5	4,7	0,61	3,62	0,76		-2,34
15-16	5	6,2	0,81	3,62	0,57		-1,78
16-17	5	10,4	1,36	3,62	0,02		-1,76
17-18	5	9,4	1,23	3,62	0,15		-1,61
18-19	5	7,3	0,95	3,62	0,42		-1,18
19-20	5	1,6	0,21	3,62	1,17		-0,01
20-21	5	1,6	0,21	3,62	1,17		1,15
21-22	5	1	0,13	3,62	1,25		2,40
22-23	5	0,6	0,08	3,62	1,30		3,70
23-24	0	0,6	0,08	3,62		-3,70	0,00
Total	100	100	13,06	86,94			

D'après le tableau on déduit le pourcentage maximal de stockage est de :

$$P_{\max} = 15.3968 \%$$

Donc :

$$V_u = \frac{15.3968 * 2334.88}{100}$$

$$V_u = 360 \text{ m}^3$$

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

$$V_r = 120 + 360 = 480 \text{ m}^3$$

$$V_r = 480 \text{ m}^3$$

Et on prend : $V_r = 500 \text{ m}^3$

❖ *Calcul du diamètre*

$$D = \frac{\sqrt{4 \cdot 500}}{\sqrt{\pi \cdot 4}}$$

$$D = 12.61 \text{ m}$$

On prend $D = 13 \text{ m}$

III.7.5. Dimensionnement du réservoir R02

Ce réservoir dessert la région sud du chef-lieu, avec une population de 6925 habitants, et un débit maximum journalier de $2029.88 \text{ m}^3/\text{j}$. On trouve :

$$\alpha_{max} = 1.3 \quad , \quad \beta_{max} = 1.37 \quad , \quad K_{max.h} = 1.78$$

Tableau 29: capacité du réservoir 02

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu(%)
00-01	4.17	1	3.17		3.17
01-02	4.17	1	3.17		6.31
02-03	4.17	1	3.17		9.48
03-04	4.17	1	3.17		12.65
04-05	4.17	2	2.17		14.82
05-06	4.17	3	1.17		15.99
06-07	4.17	5		-0.85	15.14
07-08	4.17	6,5		-2.33	12.81
08-09	4.17	6,5		-2.33	10.48
09-10	4.17	5,5		-1,33	8.82
10-11	4.17	4,5		-0.33	8.49
11-12	4.17	5,5		-1,33	7.16
12-13	4.17	7		-2.83	4.33
13-14	4.17	7		-2.83	1.5
14-15	4.17	5,5		-1,33	0.17
15-16	4.17	4,5		-0,33	-0.16
16-17	4.17	5		-1,17	-1.33
17-18	4.17	6,5		-2,65	-8,7
18-19	4.17	6,5		-2,65	-11,35

19-20	4.17	5		-1,15	-12,5
20-21	4.17	4,5		-0,65	-13,15
21-22	4.17	3	0,85		-12,3
22-23	4.17	2	1,85		-10,45
23-24	4.17	1	2,85		-7,6
Total	100	100			

D'après le tableau on déduit que le pourcentage maximal de stockage est de :

$$P_{\max} = 29.14 \%$$

Donc :

$$V_u = \frac{29.14 * 2029.88}{100}$$

$$V_u = 591,50 \text{ m}^3$$

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

$$V_r = 591,50 + 120$$

$$V_r = 711.5 \text{ m}^3$$

On prend : $V_r = 750 \text{ m}^3$

On la prend : $h = 4 \text{ m}$

❖ Calcul du diamètre

$$D = \frac{\sqrt{4 * 750}}{\sqrt{\pi * 4}}$$

$$D = 15.45 \text{ m}$$

On prend $D = 16 \text{ m}$

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a procédé à la détermination de la capacité des réservoirs et des baches d'eau et à leurs dimensionnement afin de garantir l'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de SOUAMAA

Le choix s'est porté sur des réservoirs de type circulaire ayant les capacités respectives ci-après :

- Trois (03) baches d'eau de station de reprise projetées de 70 m^3
- Réservoir principale R01 de 500 m^3
- Deux (02) réservoirs jumelés R02 de $(500 \text{ m}^3 + 250 \text{ m}^3)$

Chapitre IV: Adduction

IV.1. Introduction

L'adduction est le moyen qui permet le transport des débits de puis leurs points de captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution, on distingue deux types d'adduction :

- ✓ Adduction gravitaire
- ✓ Adduction par refoulement

➤ **Adduction gravitaire**

L'adduction est dite gravitaire lorsque la cote du niveau de plan d'eau du point de départ est supérieure à la cote di niveau de plan d'eau du point d'arrivée, ce mode d'adduction régi sous l'effet de la pesanteur

➤ **Adduction par refoulement**

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est assuré par une pompe, car la cote à l'aval de la conduite d'adduction est supérieure a celle de l'amont

IV.2. Choix du tracé

Les conduites d'adduction seront posées selon certains facteurs d'ordre technique et économique, il exige les conditions suivantes [5]:

- ✓ Avoir un profil en long très régulier, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- ✓ Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, a des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- ✓ Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les répartitions éventuelles ;
- ✓ Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours emprunté ne suivra pas facilement les accotements de la route ;
- ✓ On préfère souvent de le concevoir le long des routes ou bien des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation, c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et la réparation ;
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

IV.3.Choix de type de la conduite

Le choix de type de conduite à utiliser repose sur certains critères qu'on doit respecter, notamment [5]:

- Le diamètre économique ;
- La pression de l'eau ;

- La nature du terrain et les conduites de poses ;
- La disponibilité sur le marché ;

Dans notre cas on opte pour des conduites en PEHD et la fonte ductile qui sont très souples et légers et d'une grande facilité de pose, en outre, leur faible rugosité leur conféré une capacité de transport supérieure à celle des tuyaux de même diamètre, constitués par un autre matériau. Ils résistent aux agents chimiques et absorbent facilement en raison de leur souplesse les effets des coups de béliers.

IV.4. Description du schéma d'adduction

Notre schéma d'adduction se compose d'une station de pompage au niveau des forages qui se situe à une cote de 358 m qui refoule un débit de 0.032 m³/s jusqu'au réservoir tête qui se situe à une cote 797.21 m par l'intermédiaire de trois stations de reprise, ce réservoir tête dessert la région nord du chef-lieu et alimente gravitairement 02 réservoir jumelés qui vont assurer alimentation du reste de la région sud du chef-lieu. Le nouveau schéma d'adduction se joint à l'annexe (4)

IV.5. Equipement de l'adduction

Le long d'une canalisation d'adduction, divers organes accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue :

IV.5.1. Robinets et vannes

Permettent l'isolement des tronçons des conduites en cas de travaux de réparation ou autres, on distingue les robinets vannes à coin et les robinets vannes papillon (voir annexe(5)).

IV.5.2. Clapets

Pour empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu, on les place généralement dans la station de pompage qui alimente une adduction et en point de puisage (voir annexe(6)).

IV.5.3. Ventouse

Elles sont placées dans les points les plus hauts, permettant l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent (voir annexe(7)).

IV.5.4. Vidanges

Elles sont placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

IV.6. Etude technico-économique des conduites

L'acheminement de l'eau constitue un investissement considérable, on doit alors examiner toutes les options possibles sur les plans technique et financier.

Si on adopte un grand diamètre le prix de la canalisation sera élevé et les pertes de charges diminuent, ce qui nous permet d'économiser sur le prix de la pompe à utiliser et aussi le prix de l'énergie nécessaire au pompage.

Par contre si on adopte un petit diamètre on fait augmenter les pertes de charges, ce qui engendre plus de dépenses sur l'énergie de pompage.

Donc on a intérêt à choisir un diamètre D appelé (diamètre économique) qui résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation

Ce pendant la vitesse d'écoulement doit rester compromis entre 0.5 et 1.5m/s.

IV.6.1. Calcul du diamètre économique

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter.

Pour dimensionner les conduites, on utilise dans une première approche la méthode de BONIN et BRESSE,

- Formule de BONIN : $D = Q^{(1/2)}$ (IV.1)
- Formule de BRESS : $D = 1.5 * Q^{(1/2)}$ (IV.2)

Ou ;

- D : diamètre de la conduite (m) ;
- Q : débit transitant dans la conduite (m³/s).

Avec l'utilisation de ses deux formules, nous donnera un intervalle de diamètre optimal parmi lesquels nous choisirons le diamètre le plus économique qui correspondra au cout minimal

NB : la vitesse d'écoulement sera prise entre 0.5 et 1.5 (m/s).

IV.6.2. Les paramètres hydrauliques

IV.6.2.1. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule :

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

Avec :

- V : la vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- Q : le débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
- D : le diamètre de la conduite en (m).

IV.6.2.2. Calcul des pertes de charges

On considère deux types de perte de charge :

- ✓ Perte de charge linéaire : dues aux frottements des particules contre les parois interne de la conduite ;
- ✓ Perte de charge singulière (locale) : au niveau des coudes, clapets et les pièces spéciales.

A. Pertes de charge linéaires (HI)

Elles sont exprimées par la relation Darcy

$$J = \frac{\lambda*V^2}{2*g*D} \text{(IV.4)}$$

Avec :

- J : Gradient de perte de charge ;
- V : Vitesse en (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur g=9.81 (m/s²) ;
- D : Diamètre en mètre ;
- λ : Le coefficient de frottement, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

- **Calcul du coefficient de perte de charge λ :**

Pour déterminer le coefficient de perte de charge (λ) aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes, et pour plus de commodité λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (voir annexe(8))

➤ *Régime turbulent rugueux*

Il est donné par la formule de NIKURADAZI :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln(\frac{\epsilon}{D}))^{-2} \quad (IV.5)$$

➤ *Régime transitoire*

Il est donné par la formule de COLEBROOK :

$$(1/\lambda) = (-2\log(\frac{\epsilon}{D} + \frac{2.51}{\sqrt{\lambda * Re}}))^{-2} \quad (IV.6)$$

Avec :

- K : La rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau (m) ;
- D : le diamètre du tuyau (m) ;
- Re : le nombre de REYNOLDS, donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\vartheta} \quad (IV.7)$$

- ϑ : la viscosité cinématique de l'eau donné par la formule suivante :

$$\vartheta = [0.0178 / (1 + (0.0337 * t) + (0.00022 * t^2))] \quad (IV.8)$$

- pour $t=20^\circ \text{C}$, $\vartheta = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- K : dépend du type de matériaux de la conduite.

Par exemple les conduite en fonte ductile K est égale à 0.15mm

La rugosité relative c'est le rapport entre la rugosité K et le diamètre de la conduite D, elle est exprimée par (K/D).

B. Perte de charge singulière :

Les pertes de charge singulière H_s , sont celle occasionnées par des singularités (coude, vannes, ...etc.) . Elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires

$$H_s = 0.15 * (\frac{\lambda * V^2}{2 * g * D}) * L \quad (IV.9)$$

C. Pertes de charges totales

Les pertes de charge totales représentent les sommes des deux pertes de charge H_l et H_s

$$H_t = H_s + H_l = 0.15 * H_l + H_l = 1.15 * H_l$$

(IV.10)

Avec :

- Ht : Les pertes de charge totales (m) ;
- Hl : les pertes de charges linéaire (m) ;
- Hs : les pertes de charge singulière (m).

IV.6.2.3. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élevation (Hmt)

Elle définit comme étant de la hauteur géométrique et des pertes de charges à l'aspiration

$$Hmt = Hg + Ht \quad (IV.11)$$

Avec :

- Hmt : la hauteur manométrique totale (m) ;
- Hg : la hauteur géométrique (m) ;
- Ht : les pertes de charges totales (m).

IV.6.2.4. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe :

$$Pa = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad (IV.12)$$

Avec :

- Pa : la puissance absorbée par la pompe (KW) ρ : la masse volumique de l'eau (Kg/m³) ;
- Hmt : la hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : le débit refoulé en (m³/s) ;
- η : le rendement de la pompe.

IV.6.2.5. Énergie consommée par la pompe

Elle estimé par :

$$E = Pa * t * 365 \quad (IV.13)$$

Avec :

- E : l'énergie consommée par la pompe (KWh) ;
- Pa : la puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- t : le temps de pompage par jours (t= 20 h).

IV.6.2.6. Frais d'exploitation

Il se calcule comme suit :

$$F_{exp} = E * P_e \quad (IV.14)$$

Avec :

- F_{exp} : les frais d'exploitation (DA) ;
- E : l'énergie consommée par la pompe(KWh) ;
- P_e : le prix d'un kWh ($P_e = 4.75$ DA).

IV.6.2.7. Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante :

$$F_{amo} = P_r * A \quad (IV.15)$$

Avec :

- F_{amo} : les frais d'amortissement (DA) ;
- P_r : prix unitaire de la conduite en (DA /ml) ;
- A : l'amortissement annuel.

$$A = [i / (i+1)^n] + 1 \quad (IV.16)$$

Avec :

- A : l'amortissement annuel ;
- i : taux d'anuité égale à 8% ;
- n : nombre d'année d'amortissement ($n=25$ ans).

IV.7. Calcul des diamètres économiques**IV.7.1. Adduction par refoulement****IV.7.1.1. 1^{er} tronçon : Forage1 – SR01**** Tronçon des forages :**

Les conduites de refoulement à partir des forages sont reliées entre elles.

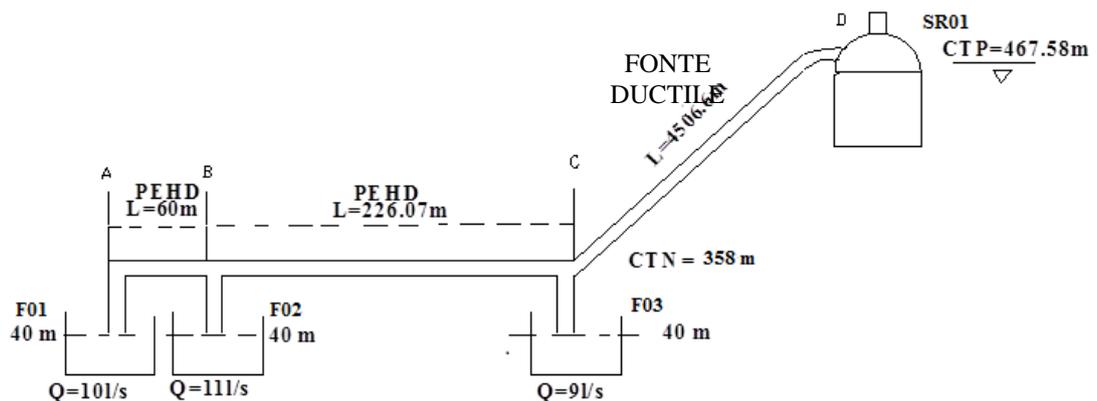


Figure 12: Schéma des conduites reliant les forages

Données :

- ❖ Débit $Q(F1) = 9 \text{ l/s} = 0.009 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ❖ Débit $Q(F2) = 11 \text{ l/s} = 0.011 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ❖ Débit $Q(F3) = 10 \text{ l/s} = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$.

- ❖ Niveau dynamique : $N_d(F1) = 40 \text{ m}$;
- ❖ Niveau dynamique : $N_d(F2) = 40 \text{ m}$;
- ❖ Niveau dynamique : $N_d(F3) = 40 \text{ m}$.

➤ **Calcul des pertes de charges**

Pour les conduites qui sortent des forages on les a choisi de telle sorte à avoir une vitesse acceptable ($0.5 \leq V \leq 1.5 \text{ m/s}$) avec des conduites en PEHD(PN10) (voir annexe(11)).

Tableau 30: Calcul des pertes de charges

Tronçon	Dext (mm)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	ΔH	Ht
forage 1	110	0,102	1,10	126900	0.02972	1,34	1,54
forage 2	160	0.1308	0.82	107256	0,03070	0.32	0.37
forage 3	125	0.1022	1,22	124684	0,03070	0.91	1.05

✚ **Premier tronçon A-B**

Données :

- ❖ Débit : $Q = 10 \text{ l/s} = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ❖ Longueur : $L = 60 \text{ m}$.

On prend un diamètre extérieure de 110 mm c'est-à-dire un diamètre intérieure de 102.2 mm avec une vitesse acceptable de 1.22 m/s avec $H_t = 1.05 \text{ m}$

✚ deuxième tronçon B-C

Données :

- ❖ Débit : $Q = 21 \text{ l/s} = 0.021 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ❖ Longueur : $L = 226.07 \text{ m}$.

On prend un diamètre extérieure de 200 mm, c'est-à-dire un diamètre intérieure de 163.6 mavec une vitesse acceptable de 0.99 m/s avec $H_t = 3.70\text{m}$

✚ troisièmetronçon C-D(du point de jonction jusqu'au réservoir) :

Données :

- ❖ Longueur : $L = 4506.6 \text{ m}$;
- ❖ Débit : $Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ❖ Cote terrain naturel : $CTNR1 = 463.58 \text{ m}$;
- ❖ Cote trop plein : $CTPR1 = 467.58 \text{ m}$;
- ❖ Cote terrain naturel du point de jonction : $CTN (PJ) : 358 \text{ m}$.

D'après :

- ✚ BONIN : $D1 = 0.173 \text{ m}$;
- ✚ BRESSE : $D2 = 0.260$.

On dispose de trois (03) pompes, donc on doit calculer la HMT de chaque pompe et pour ce tronçon on opte des conduites en fonte ductile (PN40).

Les prix unitaire des différents diamètres en fonte ductile (PN40) se joint à l'annexe (10)

A. Calcul de la HMT 1 (F1-R1)

- ❖ Débit : $Q = 0.03\text{m}^3/\text{s}$;
- ❖ Hauteur géométrique : $H_g = 149.58$.

Tableau 31: Calcul de la HMT 1

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ
203821,66	0,2	1,0191083	0,0242877	4506,6	125,87322	275,45322	0,0917645
163057,32	0,25	0,6522293	0,0017444	4506,6	9,0406918	158,62069	0,0201138
135881,1	0,3	0,452937	0,0007084	4506,6	3,6715525	153,25155	0,0203258

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau 32: Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,2	115,293698	841644	3997809
0,25	66,3922768	484663,62	2302152,2
0,3	64,1449698	468258,28	2224226,8

A. Calcul de la HMT 2 (F2-R1)

- ❖ Débit : $Q = 0.03\text{m}^3/\text{s}$;
- ❖ Hauteur géométrique $H_g = 149.58\text{ m}$

ΔH_{tt} : les pertes de charge du point de jonction (C) jusqu' au réservoir plus les pertes de charge du 2ème tronçon (B-C).

Tableau 33: Calcul de la HMT 2

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH_{tt} (m)	Hmt (m)	λ
203821,66	0,2	1,0191083	0,0242877	4506,6	129,573216	279,15322	0,0917645
163057,32	0,25	0,6522293	0,0017444	4506,6	12,7406918	162,32069	0,0201138
135881,1	0,3	0,452937	0,0007084	4506,6	7,37155246	156,95155	0,0203258

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau 34: Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,2	116,84237	852949,3	4051509,2
0,25	67,940949	495968,93	2355852,4
0,3	65,693642	479563,59	2277927

A .Calcul de la HMT 3 (F3-R1)

- ❖ Débit : $Q = 0.03\text{m}^3/\text{s}$;
- ❖ Hauteur géométrique : $H_g = 149.58$.

ΔH_{tt} : les pertes de charge du point de jonction (C) jusqu' au réservoir plus les pertes de charge du 2ème tronçon (B-C) et (A-B) 3ème tronçon

Tableau 35: Calcul de la HMT 3

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH_{tt} (m)	Hmt (m)	λ
203821,66	0,2	1,0191083	0,0242877	4506,6	130,623216	280,20322	0,0917645
163057,32	0,25	0,6522293	0,0017444	4506,6	13,7906918	163,37069	0,0201138
135881,1	0,3	0,52937	0,0007084	4506,6	8,42155246	158,00155	0,0203258

B .Calcul des frais d'exploitation

Tableau 36: Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	frais d'exploitation (Da)
0,2	117,28186	856157,56	4066748,4
0,25	68,380437	499177,19	2371091,6
0,3	66,13313	482771,85	2293166,3

C .Calcul des frais d'amortissement

Tableau 37: Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,2	3800	4506,6	1521176,903
0,25	5750	4506,6	2301780,84
0,3	6800	4506,6	2722106,037

D.Calcul du bilan

Tableau 38: Calcul du bilan

D(mm)	0,2	0,25	0,3
Frais amortissement	1521176,903	2301780,84	2722106,037
Frais exploitation	4066748,43	2371091,64	2293166,276
bilan (DA)	5587925,333	4672872,48	5015272,313

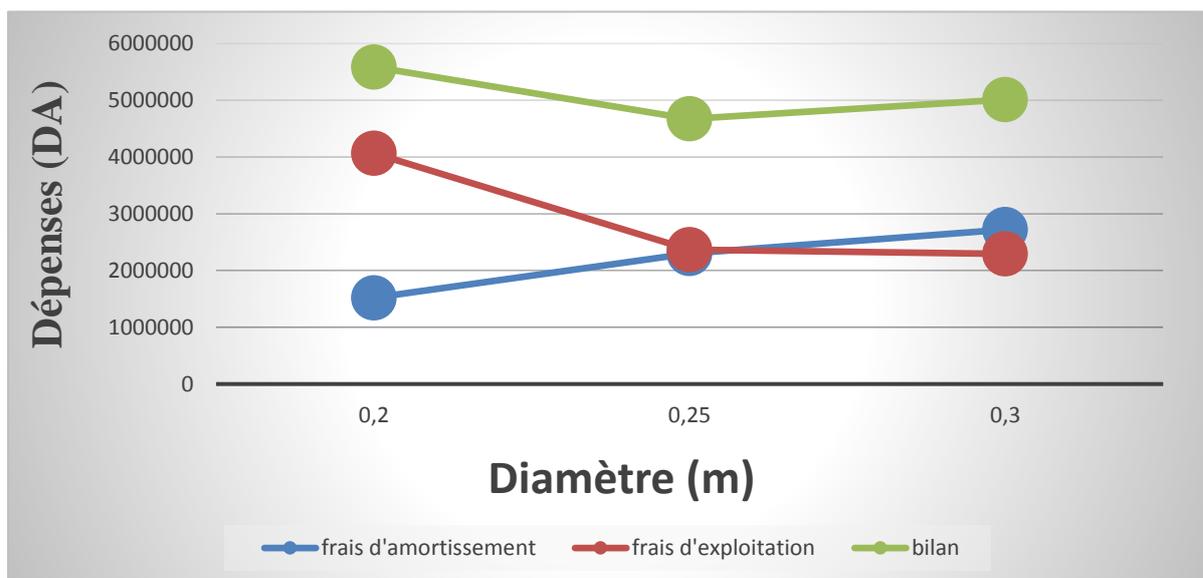


Figure 13: Calcul de frais exploitation, amortissement et bilan des différents diamètres des conduites en fonte ductile du 1er tronçon

D'après le tableau (36) et la figure (13) on constate que le diamètre le plus économique est 250mm avec une vitesse acceptable de 0.652 m/s et une HMT de 163,37069m.

Nb : à partir de De la première station de reprise notre choix se porte sur des conduites en PEHD PN(16).(voir annexe (11))

IV.7.1.2. 2^{ème} tronçon : SR01 – SR02

- ❖ Cote de départ (CTN) : 463.58 m ;
- ❖ Cote d'arrivé (CTP) : 610.18 m ;
- ❖ Dénivelée : Hg = 147.22 m ;
- ❖ Longueur : 594.3836 m ;
- ❖ Débit véhiculé : 0.032 m³/s.

D'après

✚ BONIN : $D = Q^{1/2} = 0.032^{1/2} = 0.1788 \text{ m}$;

✚ BRESSE : $D = 1.5 * Q^{1/2} = 0.2683 \text{ m}$.

D'où on a choisi une gamme de diamètre ayant entre (200 et 315 mm)(PN16) avec une vitesse :

$0.6 \leq V \leq 1.5 \text{ (m/s)}$.

A. Calcul de la HMT

Tableau 39: Calcul de la HMT du 2^{ème} tronçon de l'adduction par refoulement

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ
249170,73	0,1636	1,5230485	0,0141057	594,3836	9,64180771	156,86181	0,0195186
199239,16	0,2046	0,9737984	0,0047945	594,3836	3,27722656	150,49723	0,0202959
159360,17	0,2558	0,6229874	0,0016384	594,3836	1,11989864	148,3399	0,0211863

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau 40: Calcul des frais d'exploitation du 2^{ème} tronçon de l'adduction

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,1636	65,656078	479289,37	2276624,5
0,2046	62,992119	459842,47	2184251,7
0,2558	62,089148	453250,78	2152941,2

C. Calcul des frais d'amortissement

Tableau 41: Calcul des frais d'amortissement du 2^{ème} tronçon de l'adduction

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	frais d'amort (Da)
0,1636	3468,3	594,3836	193118,863
0,2046	4428,24	594,3836	246569,4068
0,2558	5663,86	594,3836	315370,1246

D. Calcul du bilan

Tableau 42: Calcul du bilan du 2^{ème} tronçon de l'adduction

D (mm)	0,1636	0,2046	0,2558
Frais amortissement	193118,863	246569,407	315370,1246
Frais Exploitation	2276624,513	2184251,73	2152941,206
bilan (DA)	2469743,376	2430821,14	2468311,331

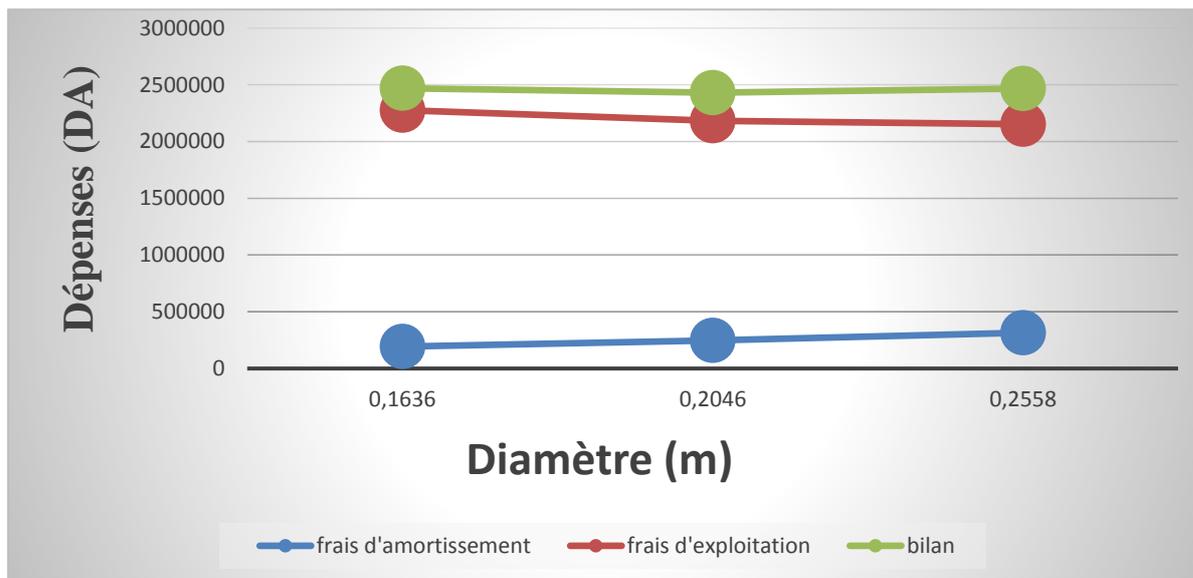


Figure 14: Les frais d'exploitation, d'amortissement et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD du 3^{ème} tronçon

D'après le tableau (42) et la figure (14) on constate que le diamètre le plus économique est 250 mm c'est-à-dire un diamètre intérieure de 204.6 mm avec une vitesse acceptable 0.973m/s et une HMT de 150,49723m

IV.7.1.3. 3^{ème} tronçon SR02 – SR03

- ❖ Cote de départ (CTN) : 606.18 m
- ❖ Cote d'arrivé (CTP) : 717.83

- ❖ Dénivelée : Hg = 111.65 m
- ❖ Longueur : 1130.8039 m
- ❖ Débit véhiculer : Q = 0.032 m³/s

D'après :

- ✚ BONIN : $Q^{1/2} = 0.1788$ m
- ✚ BRESSE : $1.5 * Q^{1/2} = 0.2683$ m

A. Calcul de la HMT

Tableau 43: Calcul de la HMT du 3émetronçon da l'adduction par refoulement

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ
249170,73	0,1636	1,5230485	0,0141057	1130,8039	18,3433624	129,99336	0,0195186
199239,16	0,2046	0,9737984	0,0047945	1130,8039	6,23486344	117,88486	0,0202959
159360,17	0,2558	0,6229874	0,0016384	1130,8039	2,13058662	113,78059	0,0211863

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau 44: Calcul des frais d'exploitation du 3émetronçon de l'adduction

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,1636	54,410022	397193,16	1886667,5
0,2046	49,341888	360195,79	1710930
0,2558	47,624002	347655,22	1651362,3

C. Calcul des frais d'amortissement

Tableau 45: Calcul des frais d'amortissement du 3émetronçon de l'adduction

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,1636	3468,3	1130,8039	367405,0956
0,2046	4428,24	1130,8039	469093,7752
0,2558	5663,86	1130,8039	599985,8792

D. Calcul du bilan

Tableau 46: Calcul du bilan du 3émetronçon de l'adduction

D(mm)	0,1636	0,2046	0,2558
Frais amortissement	367405,0956	469093,775	599985,8792
Frais exploitation	1886667,504	1710929,98	1651362,281
bilan (DA)	2254072,6	2180023,76	2251348,16

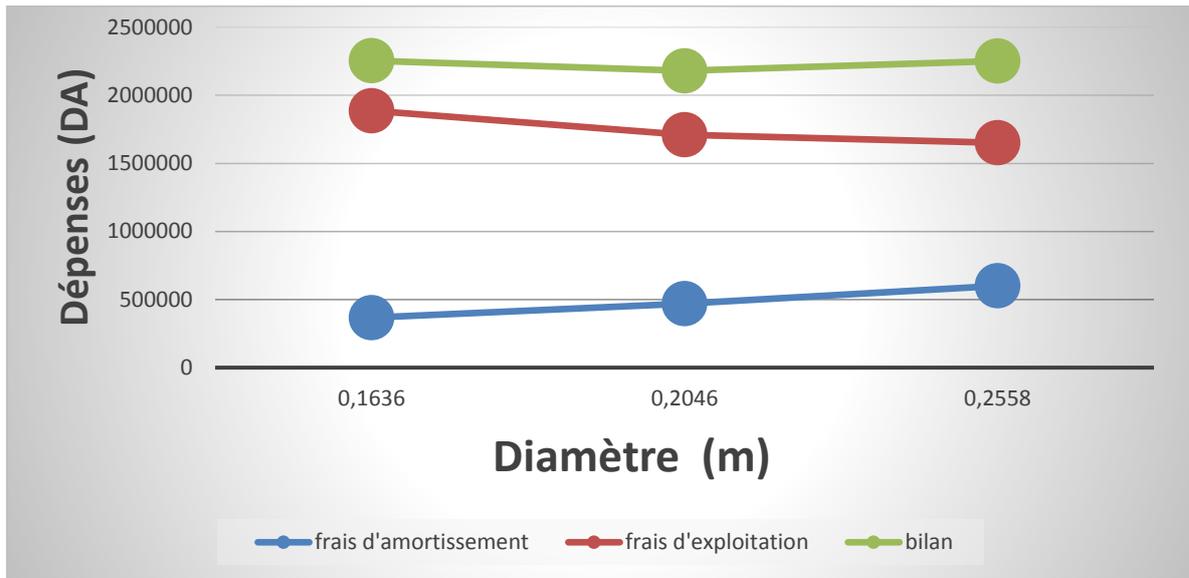


Figure 15: Les frais d'exploitation, d'amortissement et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD du troisième tronçon

D'après le tableau (46) et la figure (15) on constate que le diamètre le plus économique est 250 mm c'est-à-dire un diamètre intérieure de 204.6 mm avec une vitesse acceptable de 0.973m/s et une HMT de 117,88486m.

IV.7.1.4. 4^{ème} tronçon SR03 – Réservoir (01)

- ❖ Cote de départ(CTN) : 713,83 m ;
- ❖ Cote d'arrivé(CTP) : 797,21 m ;
- ❖ Dénivelée : $H_g = 83.38$;
- ❖ Longueur : 1200,1877 m ;
- ❖ Débit véhiculer : $Q = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$.

D'après :

- ✚ BONIN : $Q^{1/2} = 0.1788 \text{ m}$;
- ✚ BRESSE : $1.5 * Q^{1/2} = 0.2683 \text{ m}$.

A. Calcul de la HMT :

Tableau 47: Calcul de la HMT du 4^{ème} tronçon de l'adduction par refoulement

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ
249170,73	0,1636	1,5230485	0,0141057	1200,1877	19,4688733	102,84887	0,0195186
199239,16	0,2046	0,9737984	0,0047945	1200,1877	6,61742183	89,997422	0,0202959
159360,17	0,2558	0,6229874	0,0016384	1200,1877	2,26131503	85,641315	0,0211863

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau 48: Calcul des frais d'exploitation du 4ème tronçon de l'adduction

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,1636	43,048424	314253,5	1492704,1
0,2046	37,669321	274986,04	1306183,7
0,2558	35,846029	261676,01	1242961

C. Calcul des frais d'amortissement

Tableau 49: Calcul des frais d'amortissement du 4ème tronçon de l'adduction

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,1636	3468,3	1200,1877	389948,3161
0,2046	4428,24	1200,1877	497876,4038
0,2558	5663,86	1200,1877	636799,7779

D. Calcul du bilan

Tableau 50: Calcul du bilan du 4ème tronçon de l'adduction

D(mm)	0,1636	0,2046	0,2558
Frais amortissement	389948,3161	497876,404	636799,7779
Frais exploitation	1492704,117	1306183,7	1242961,049
bilan (DA)	1882652,433	1804060,11	1879760,827

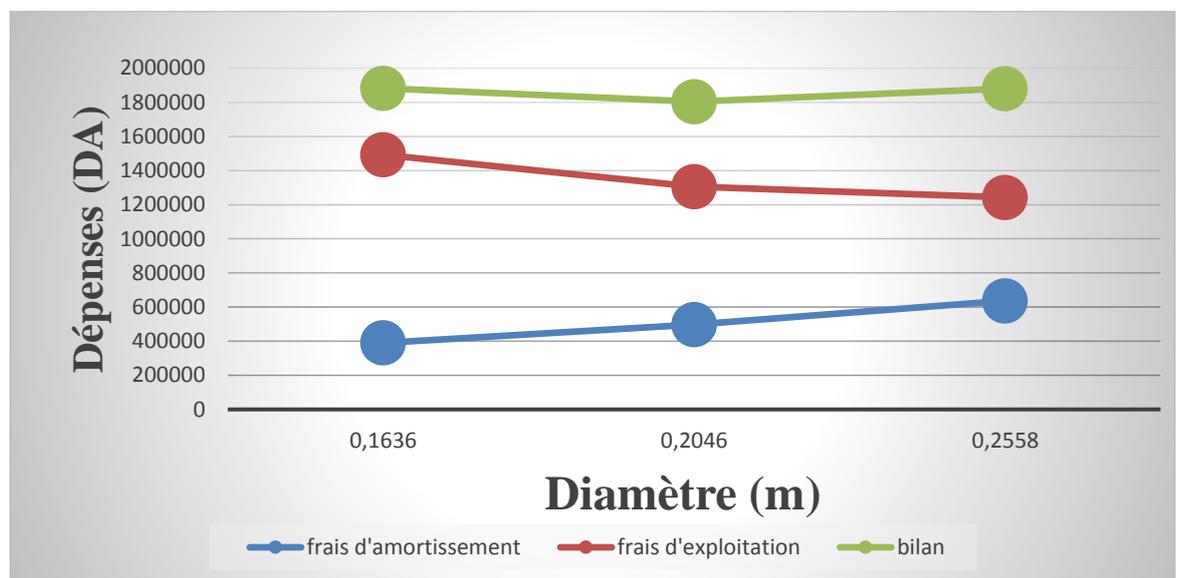


Figure 16: Les frais d'exploitation, d'amortissement et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD du quatrième tronçon

D'après le tableau (50) et la figure (16) on constate que le diamètre le plus économique est de 250 mm c'est-à-dire un diamètre intérieure de 204.6 mm avec une vitesse 0.973 m/s et une HMT de 89,997422m.

IV.7.1.5. 5^{ème} tronçons R01 – R02

- ❖ Cote de départ(CTN) : 793.21 m
- ❖ Cote d'arrivé(CTP) : 760.55 m
- ❖ La hauteur disponible : Hd = 793.21 - 760.55 = 32.66 m
- ❖ Longueur : 1027.8458 m
- ❖ Débit véhiculer : Q = 0.023 m³/s

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{min}}} \text{ (IV.17)}$$

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{max}}} \text{ (IV.18)}$$

Avec:

- Vitesse maximal V_{max} = 1.5 m/s
- Vitesse minimal V_{min} = 0.5 m/s

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont :

- 130.8 mm ;
- 163.6 mm ;
- 204.6 mm.

A. Calcul de la HMT

Tableau 51: Calcul de la HMT du 5^{ème} tronçon de l'adduction par refoulement

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ
224001,25	0,1308	1,7125478	0,0188713	1027,8458	23,276114	46,936114	0,0165129
179091,46	0,1636	1,0946911	0,0062941	1027,8458	7,7632026	40,423202	0,016859
143203,14	0,2046	0,6999176	0,002116	1027,8458	2,6098872	26,269887	0,017339

D'après le tableau (51) on constate que le diamètre le plus économique est 200 mm (Dint = 163.6) avec une vitesse acceptable de 1,0946911m/s et ΔH=7,7632026met qui est inférieure à Hd = 32.66 m.

Sachant que Δhv = Hd - Δh

- Δht : Pertes de charge totales ;
- Δhv : Pertes de charge créés par la vanne.

Pour que l'eau arrive au réservoir R02, il faut que : $\Delta h_t \leq H_d \rightarrow H_d - \Delta h_t \geq 0 \rightarrow \Delta h_v \geq 0$
 Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 163.6 mm,
 on utilise une vanne

➤ *Calcul des pertes de charges créées par la vanne :*

$$\Delta h_v = H_d - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 32.66 - 7.7632026$$

$$\Delta h_v = 24,89679740 \text{ m}$$

➤ *Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :*

$$\Delta h_v = \epsilon * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$\epsilon = \Delta h_v * \frac{2 * g}{V^2}$$

$$\epsilon = 24,89679740 * \frac{2 * 9.81}{1.09^2} = 407,62$$

$$\epsilon = 407,62$$

Tableau 52: Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en

ε	0.2 5	0.5 2	1.5 4	3.9 1	10. 8	18. 7	32. 6	11 8	75 1	140 0
Angle d'inclinaison θ	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80

Donc on a trouvé que le degré d'ouverture de notre vanne est de 64,57°

Tableau 53: Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons

Adduction	Tronçon	matériau	Débit (m ³ /s)	longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt(m)
Refoulement	F1-R01	Fonte ductile	0,032	4506,6	250	181,69
	F2-R01	Fonte ductile	0,032	4506,6	250	185,39
	F3-R01	Fonte ductile	0,032	4506,6	250	186,44
	SR01-SR02	PEHD	0,032	594,3836	250	151,1
	SR02-SR03	PEHD	0,032	1130,8039	250	119,03
	SR03-R01	PEHD	0,032	1200,1877	250	91,24
gravitaire	R01-R02	PEHD	0,023	1027,8658	200	34,61

IV.8. Conclusion

Dans ce chapitre l'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de dimensionner les conduites de la partie refoulement et la partie gravitaire de l'adduction, après cette étude il est nécessaire de choisir les pompes qui répondent aux différentes conditions de refoulement, et sa sera dans le chapitre suivant.

Chapitre V: Pompes et station de pompage

V.1. Introduction

La pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler à une région à plus grande pression. On entend par ça, que la pompe fait la transformation de l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

V.2. Classification des pompes

Les pompes sont classées comme suit [6]:

- ❖ Les pompes centrifuges ;
- ❖ Les pompes volumétriques ;
- ❖ Les pompes à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuges semi axial.
- Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire ;
 - Multicellulaire.
- Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

V.3. Constitution d'une pompe centrifuge et principe de fonctionnement

Une pompe centrifuge est construite pour répondre à des conditions précises de fonctionnement : débit Q à élever à une hauteur H .

D'une façon générale, une pompe comporte :

- un organe mobile : la roue, encore appelé turbine, ou impulseur ou rotor ;
- des organes fixe, savoir : un diffuseur encore appelé stator et des canaux de retour ;
- Cette disposition se rencontre dans les pompes dites multicellulaires ou l'ensemble roue ;
- diffuseur canaux constitue une cellule, toute les roues sont alors calées sur le même arbre.

Quand la pompe ne comporte qu'une seule cellule, elle dite mono-cellulaire et se compose d'une roue et d'une roue.

V.4. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;
- Le débit à refouler (Q) ;
- La puissance et le rendement ;
- La vitesse spécifique.

V.5.Choix des pompes

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

- Le débit à refouler ;

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

Pour la station de pompage sur forage, on adaptera un groupe électropompe immergé vu les avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Fiabilité ;
- Amorçage automatique ;
- Rendement élevé ;
- Entretien presque nul.

Pour les autres stations de pompage, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal.

V.6. Les courbes caractéristiques d'une pompe[2]:

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes :

V.6.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

V.6.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »

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

V.6.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »

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

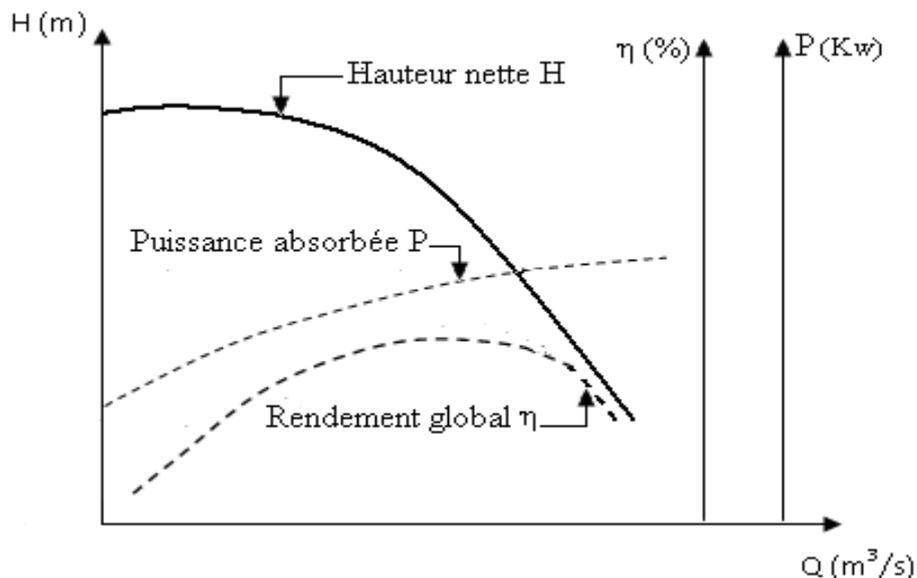


Figure 17: Courbe caractéristique d'une pompe

V.7. Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la

Conduite $H_c = f(Q)$, et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$.

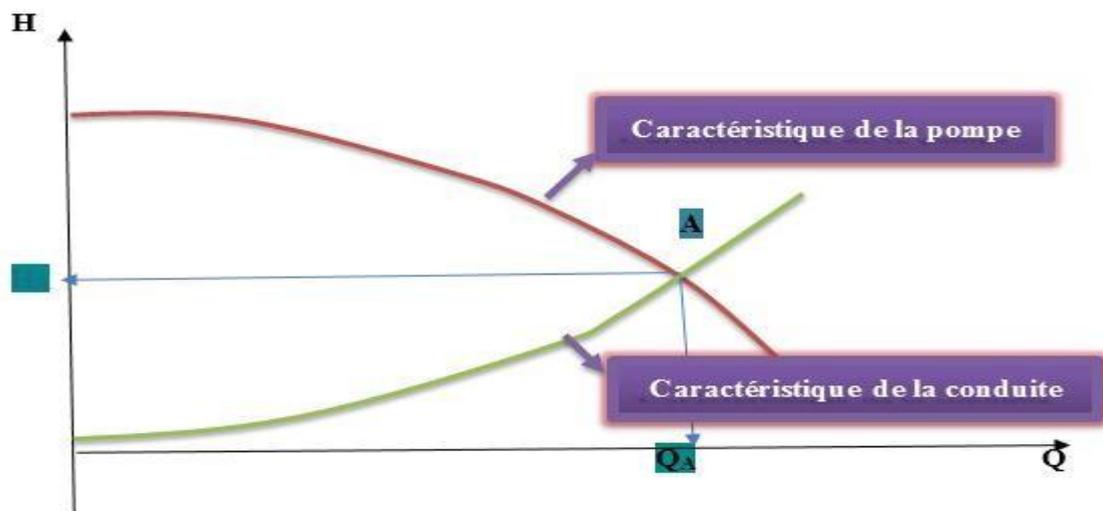


Figure 18: Point de fonctionnement de la pompe

V.8. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe

❖ Caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ est :

$$H_c = H_g \times R \times Q^2 \quad (V.1)$$

Avec :

- H_c : La hauteur manométrique totale en m ;
- H_g : La hauteur géométrique en m ;
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;
- $R \times Q^2$: La valeur de la perte de charge au point désiré.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, de coordonnées H et Q , déterminé, on doit apporter des modifications pour adopter la pompe aux conditions de travail voulu. En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir le point de fonctionnement désiré, d'où l'intérêt des lois de similitudes. Quatre cas se présentent généralement:

V.8.1. Modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est

$T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = 20 \times Q_1 \text{ (m}^3\text{)} \quad (V.2)$$

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage (T_2), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q_2) donné par la pompe. Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 Q_1 = T_2 Q_2 \text{ (V.3)}$$

Donc le nouveau temps de pompage (T_2) est donné par :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

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

V.8.2. Vannage ou création des pertes de charge

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré. Les inconvénients de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} \text{ (V.5)}$$

$$H' = H_1 + h \quad \text{(V.6)}$$

Avec:

- h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;
- η : Le rendement ;
- H_1 : La hauteur manométrique totale du point désiré.

V.8.3. Rognage de la roue

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

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \left(\frac{D_1}{D_2}\right) = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0.5} \text{ (V.7)}$$

Avec :

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

Donc, le nouveau diamètre (D₂) sera :

$$D_2 = \frac{D_1}{m} \quad (\text{V.8})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera :

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

V.8.4. Variation de la vitesse de rotation

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N', donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue P3 (Q₃, H₃).

$$N = \frac{Q_1}{Q_3} * N' \quad (\text{V.10})$$

V.9. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges (MEMOIRE DE Aziz)

VI.9.1. Hauteur manométrique

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

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m) ;

V.9.2. La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

V.9.3. La puissance

On distingue deux types de puissance :

V.9.3.1. La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- η : Rendement de la pompe en %.

V.9.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée P_u :

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} + Q \quad (\text{V.13})$$

V.9.3.3. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (\text{V.14})$$

V.10. Couplage des pompes

Dans bien des cas, les besoins (H-Q) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes.

V.10.1. Couplage en parallèle

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

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

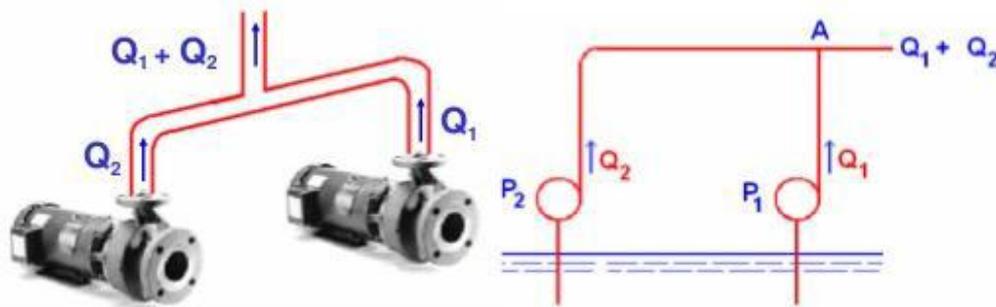


Figure 19: couplage en parallèle de deux pompes centrifuges

V.10.2. Couplage en série

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

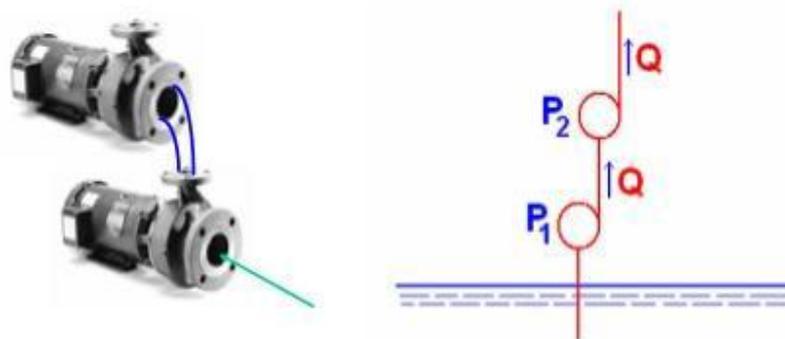


Figure 20: couplage en série de deux pompes centrifuge

V.11. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la

détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

La cavitation est un phénomène absolument à éviter, car il entraîne de graves conséquences :

- Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ;
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe ;
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de Hmt, du débit et du rendement.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r (donnée par le constructeur). Le NPSH requis (NPSH)_r est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

Il dépend de :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée

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

Avec :

- NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible ;
- NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise.

✚ Pour l'aspiration en charge

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\omega} + (H_a - J_{\text{asp}} - h_v) \quad (\text{V.15})$$

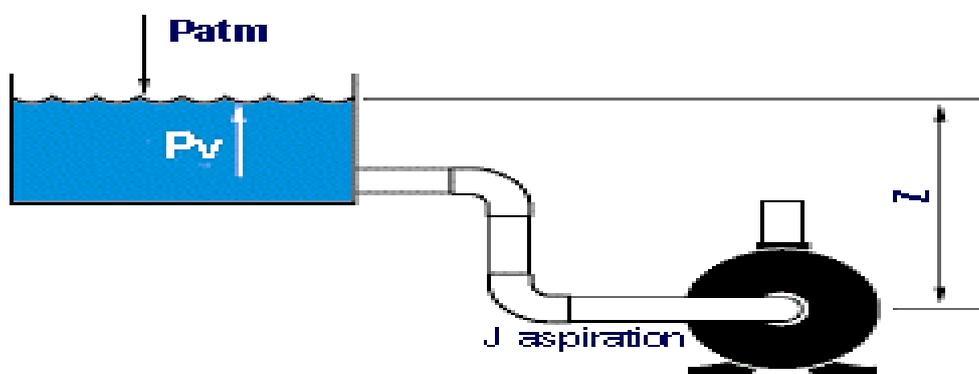


Figure 21: cas d'aspiration en charge

✚ Pour l'aspiration en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} + (H_a - J_{asp} - T_v) \quad (V.16)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m);
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m);
- P_0 : Pression en m.c.e au point d'aspiration ;
- T_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température donnée

Comme illustre le tableau (VI.1) suivant :

Tableau 54: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T°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	4.10	4.80	10.30

V.12. Choix du type des pompes pour différentes stations

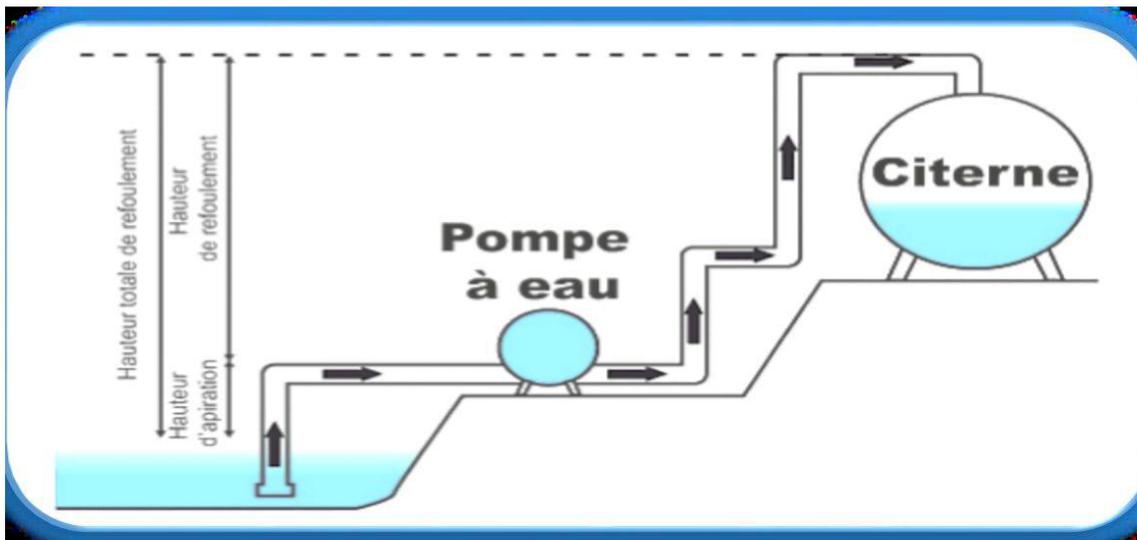


Figure 22: cas d'aspiration en dépression

Ici, on dispose de quatre pompes en parallèle qui sont reliées entre elles par des conduites de longueurs différentes (Voir figure (12) du chapitre IV d'adduction). Pour trouver le point de fonctionnement de l'ensemble des pompes, il faut procéder à :

- Tracer la courbe caractéristique de chaque pompe sur le même graphe, qui sont (HP_1, HP_2, HP_3) ;
- Au point B, les pompes P_4 et P_3 débitent en parallèle dans la conduite BC, donc les débits s'ajoutent pour une même hauteur, et on trace la courbe (H_P) ;
- On applique le même principe jusqu'au point C, et on trace la caractéristique de l'ensemble des pompes $H_A^{(P_4+P_3+P_2+P_1)}$;
- On trace aussi la caractéristique du réseau H_c .

L'horizontale qui passe par le point d'intersection de Hc avec la caractéristique de l'ensemble des pompes coupe les différentes courbes caractérisant les pompes aux différents points (P1, P2, P3). D'après la figure (23), on trouve les coordonnées de ces trois points :

- Le point de fonctionnement de la pompe de F1 : P1 (9.82l/s, 162.97 m) ;
- Le point de fonctionnement de la pompe de F2 : P2 (10.07 l/s, 171.37 m) ;
- Le point de fonctionnement de la pompe de F3 : P3 (9.49 l/s, 152.20 m).

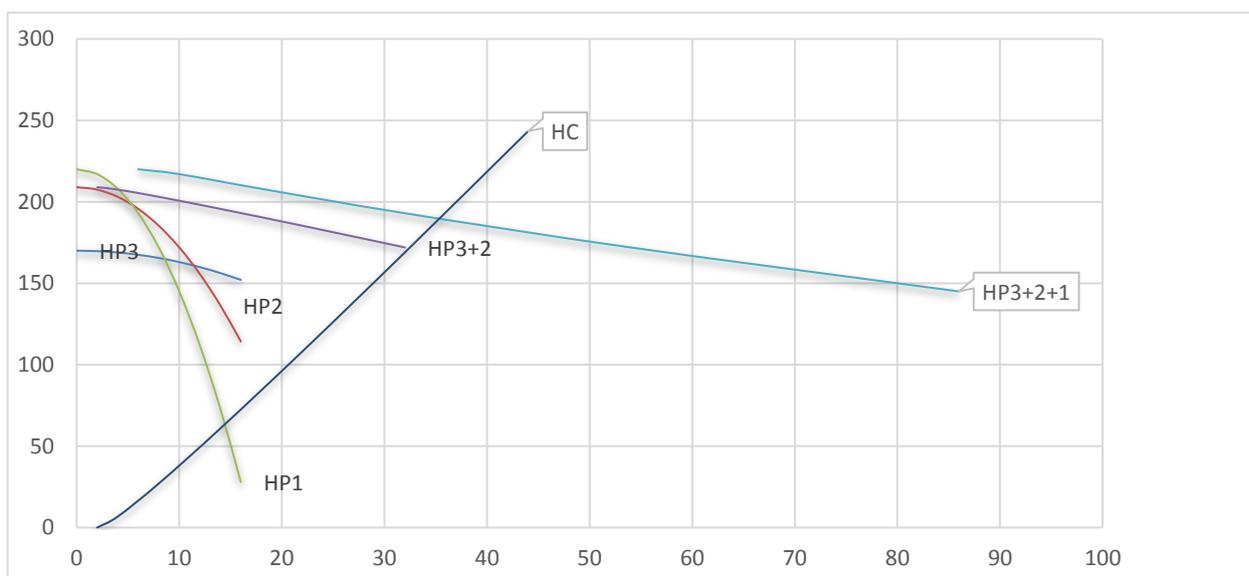


Figure 23: Les courbes caractéristique des pompes

V.12.1. Forage 1

✚ caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 9 \text{ l/s}$;
 - La hauteur géométrique : $H_g = 149.58 \text{ m}$;
 - Les pertes de charge : $H_t = 9,04 \text{ m}$;
 - La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 158.62 \text{ m}$.

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type : (E6S50/16A+MCH630) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 71.4 \%$;
- $P = 19.8 \text{ kw}$;
- $NPSH_r = 3.19 \text{ m}$.

La courbe caractéristique de la pompe (F1-R1) est présentée dans la figure (24) ci-dessous :

(les détails sont donnés dans annexe 12)

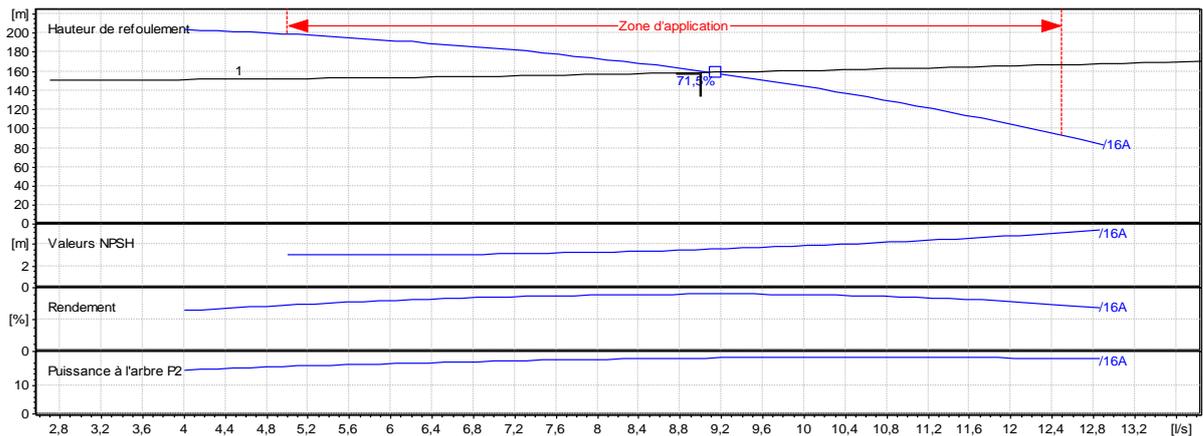


Figure 24: courbe caractéristique de la pompe (R1-F1)

- Le point de fonctionnement effectif P (9 l/s, 158.62 m) ;
- Le point désiré P1 (9l/s, 158.62 m).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré

V.12.2. Forage2

✚ caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 11 \text{ l/s}$;
 - La hauteur géométrique : $H_g = 149.58 \text{ m}$;
 - Les pertes de charge : $H_t = 12.74 \text{ m}$;
 - La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 162.32 \text{ m}$.

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI on opte pour un groupe électropompe immergé de type : (HM450-1/6D) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 67.8 \%$;
- $P = 26.2 \text{ kw}$;
- $NPSH_f = 2.33 \text{ m}$.

Le courbe caractéristique de la pompe (F2-R1) est présentée dans la figure (25) ci-dessous :

(les détails sont donnés dans annexes 13)

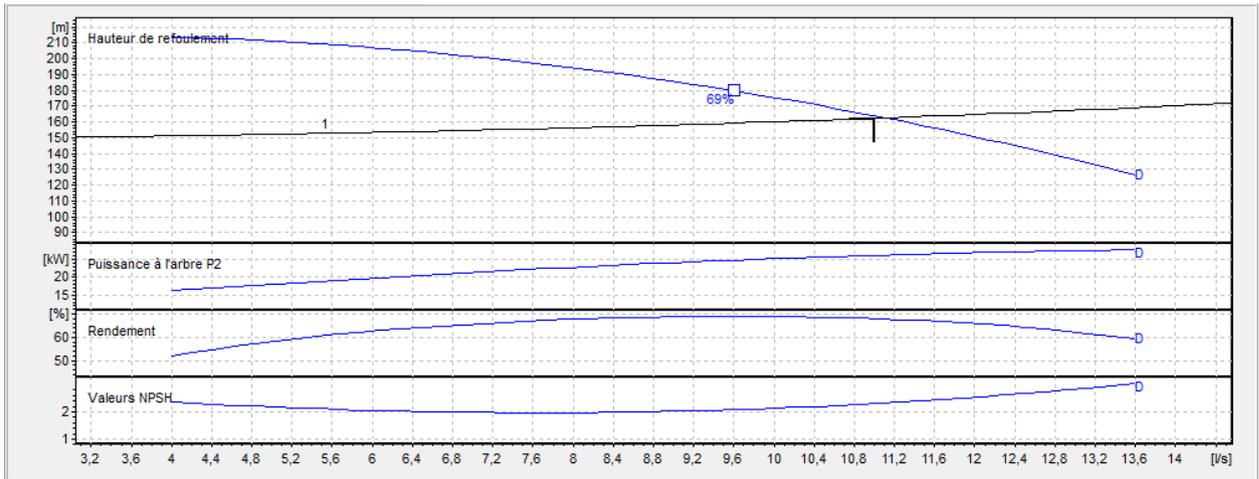


Figure 25: Le courbe caractéristique de la pompe (F2-R1)

- Le point de fonctionnement effectif P (11.1 l/s, 163 m) ;
- Le point désiré P1 (11 l/s, 162.32 m).

Le point de fonctionnement ne coïncide avec le point désiré.

❖ **Réalisation du point de fonctionnement**

✚ **Réduction du temps de pompage**

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

$$T1 * Q1 = T2 * Q2$$

$$T2 = \frac{T1 * Q1}{Q2}$$

$$T2 = \frac{20 * 11}{11.1}$$

$$T2 = 19.81h$$

La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g * Hmt * Q}{\eta}$$

$$Pa = \frac{9.81 * 163 * 0.111}{0.678}$$

$$Pa = 261.78 \text{ kw}$$

❖ **Le vannage**

- La perte de charge créée par la vanne d’étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 163 - 162.32 = 0.68 \text{ m}$$
- La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} = \frac{9.81 \cdot 163 \cdot 0.011}{0.678}$$

$$Pa = 25.94$$

❖ *Variation de la vitesse de rotation*

- L'équation de la courbe caractéristique de la pompe :

$$H_p = -0.05Q^2 + 181$$

$$H = \frac{H_1}{Q^2} * Q^2$$

$$H = \frac{162.32}{11^2} * Q^2$$

$$H = 1.34 * Q^2$$

- Cette courbe passe par le point P₃(11.41 l/s ; 174.5 m)

$$D'où N' = N_1 * \frac{Q_1}{Q_3}$$

$$N' = 2900 * \frac{11}{11.41}$$

$$N' = 2795 \text{ tr/mn}$$

$$Pa = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} = \frac{9.81 \cdot 162.32 \cdot 0.011}{0.678}$$

$$Pa = 25.83 \text{ kw}$$

➤ *Bilan énergétique :*

$$E = Pa * t * 365$$

Pour la première variante : E = 1892839 kw/h ;

Pour la deuxième variante : E = 189362 kw/h ;

Pour la troisième variante : E = 188559 kw/h.

Notre choix se portera sur la troisième variante qui présente une puissance minimale

V.12.3. Forage3

✚ caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : Q = 10 l/s ;
 - La hauteur géométrique : H_g = 149.58 m ;
 - Les pertes de charge : H_t = 13.79 m ;
 - La hauteur manométrique totale : H_{mt} = 163.37 m.

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type : (P12C/845/10A) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- N = 1450 tr/min ;

- $\eta = 27.8\%$;
- $P = 54.5 \text{ kw}$;
- $NPSH_r = 1.93 \text{ m}$.

Le courbe caractéristique de la pompe (F3-R1) est présentée dans la figure (V.10) ci-dessous :

(les détails sont donnés dans annexes 14)

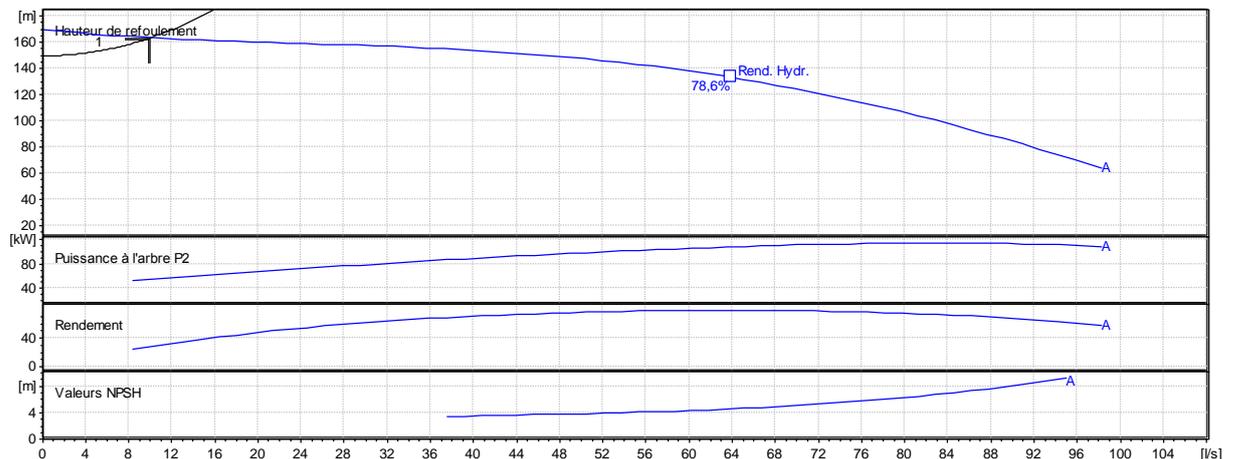


Figure 26: courbe caractéristique de la pompe(F3-R1)

- Le point de fonctionnement effectif P (10l/s, 163.37 m) ;
- Le point désiré P1 (10 l/s, 163.37 m).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

❖ Vérification de la cavitation

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous du niveau dynamique, donc la non cavitation est vérifiée

➤ SR01 – SR02

✚ caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 32 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 147.22 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 3.27 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 150.49 \text{ m}$.

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe multi cellulaire à axe horizontal de type : (PM80/4A) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 72\%$;

- P = 64.8 kw ;
- NPSH_r = 6.15 m.

Le courbe caractéristique de la pompe (SR01-SR02) est présentée dans la figure (V.11) ci-dessous :

(les détails sont donnés dans annexe 15)

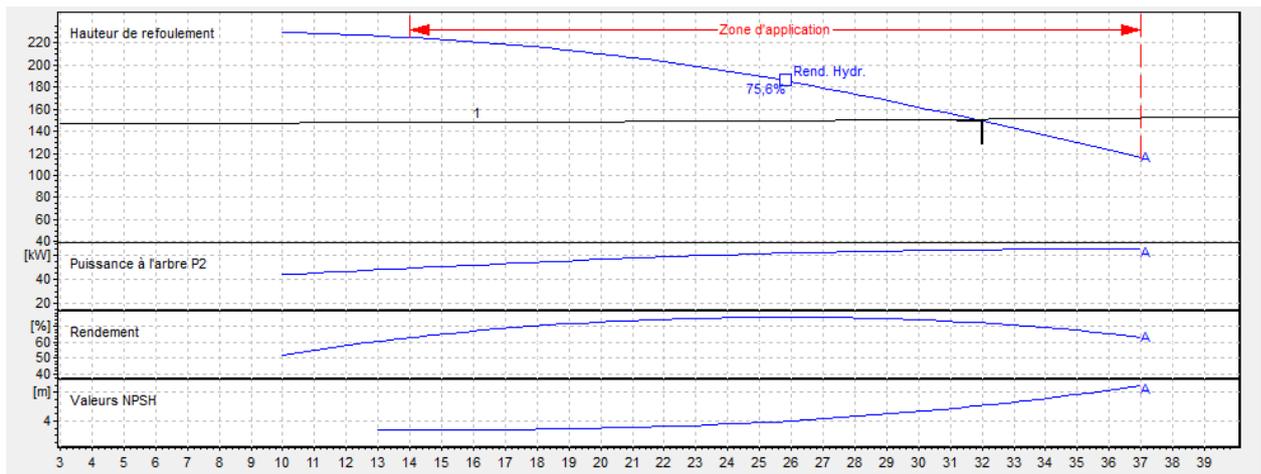


Figure 27: courbe caractéristique de la pompe (SR01-SR02)

- Le point de fonctionnement effectif P (32 l/s, 150.49 m) ;
- Le point désiré P1 (32 l/s, 150.49 m) ;

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

❖ **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration: Ca = 465 m ;
- Côte de l'axe de la pompe : Cp = 463 m ;
- Hauteur d'aspiration : ha = Cp - Ca = 465 - 463 = 2 m.

Ha ≥ 0 d'où la pompe est montée en charge

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 465 = 9.586 \text{ m};$$

$$P_0 = 9.586 \text{ m};$$

$$\text{NPSH}_d = 9.586 + (2) - (0 + 0.24) = 11.346 \text{ m}.$$

$$\text{NPSH}_d = 11.346 \text{ m}.$$

On a: NPSH_d > NPSH_r

D'où : la pompe ne cavite pas.

➤ **SR02 – SR03**

caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : Q = 32 l/s ;

- La hauteur géométrique : $H_g = 111.65 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 6.23 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 117.88 \text{ m}$.

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe multi cellulaire à axe horizontal de type : (PM125/9F) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 73.8 \%$;
- $P = 50.8 \text{ kW}$;
- $NPSH_r = 1.64 \text{ m}$.

Le courbe caractéristique de la pompe (SR02-SR03) est présentée dans la figure (V.12) ci-dessous :

(les détails sont donnés dans annexe 16)

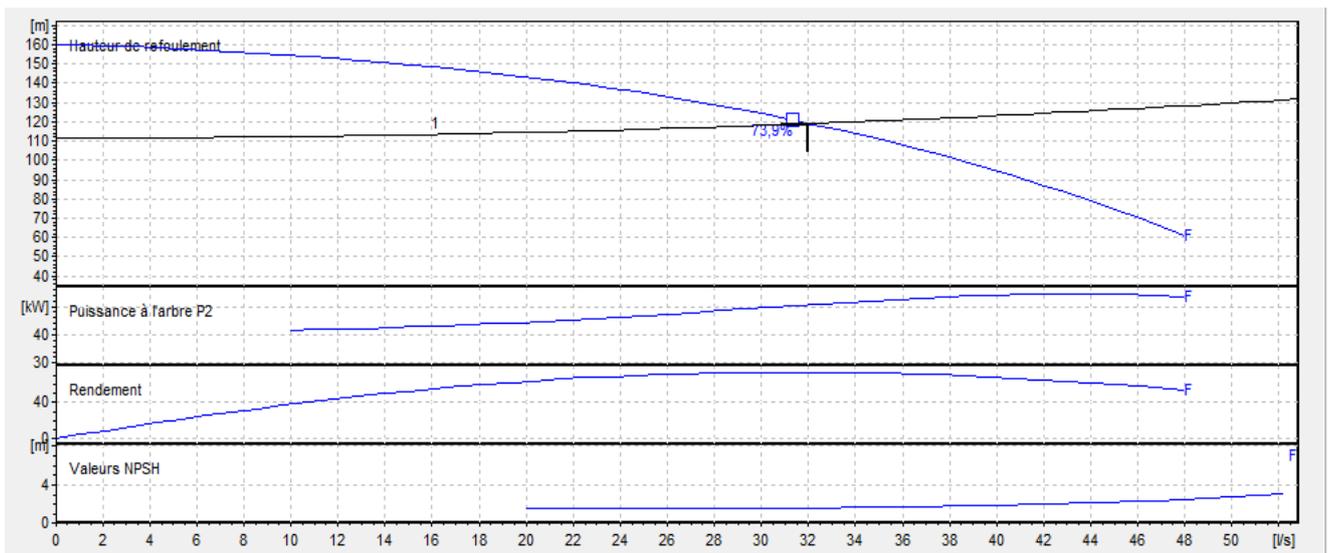


Figure 28: courbe caractéristique de la pompe (SR02-SR03)

- Le point de fonctionnement effectif P (32 l/s, 118 m) ;
- Le point désiré P1 (32 l/s, 117.88 m).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

❖ **Réalisation du point de fonctionnement :**

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il ya lieu de varier le temps de pompage, mais dans notre cas le temps de pompage reste le même :

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2$$

$$T_2 = \frac{T_1 \cdot Q_1}{Q_2}$$

$$T_2 = \frac{20 \cdot 32}{32}$$

$$T2 = 20h$$

Donc on va opter pour :

❖ **Le vannage**

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

$$h = H' - H_1 = 118 - 117.88 = 0.88 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} = \frac{9.81 \cdot 118 \cdot 0.032}{0.738}$$

$$P_a = 50.19 \text{ kw}$$

❖ **Variation de la vitesse de rotation**

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe :

$$H_p = -0.04Q^2 + 160$$

$$H = \frac{H_1}{Q^2} * Q^2$$

$$H = \frac{117.88}{32^2} * Q^2$$

$$H = 0.115 * Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₃(32.12 l/s ; 159.9 m)

$$D'où N' = N_1 * \frac{Q_1}{Q_3}$$

$$N' = 1450 * \frac{32}{32.12}$$

$$N' = 1444 \text{ tr/mn}$$

$$P_a = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} = \frac{9.81 \cdot 117.88 \cdot 0.032}{0.738}$$

$$P_a = 50.14 \text{ kw}$$

➤ **Bilan énergétique :**

$$E = P_a * t * 365$$

Pour la deuxième variante E = 366387 kw/h ;

Pour la troisième variante E = 366022 kw/h.

Notre choix se portera sur la troisième variante qui présente une puissance minimale

▪ **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration : Ca = 608 m ;
- Côte de l'axe de la pompe : Cp = 606 m ;
- Hauteur d'aspiration : ha = Cp - Ca = 608 - 606 = 2 m.

Ha ≥ 0 d'où la pompe est montée en charge

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 608 = 9.357 \text{ m;}$$

$P_0 = 9.357 \text{ m}$;

$NPSH_d = 9.357 + (2) - (0 + 0.24) = 11.117 \text{ m}$.

$NPSH_d = 11.117 \text{ m}$.

On a: $NPSH_d > NPSH_r$

D'où : la pompe ne cavite pas.

➤ **SR03-R01**

✚ caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 32 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 83.38 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 7.82 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 91.24 \text{ m}$.

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe multi cellulaire à axe horizontal de type : (PM 125/4B) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 73.9\%$;
- $P = 38.6 \text{ kw}$;
- $NPSH_r = 1.64 \text{ m}$.

Le courbe caractéristique de la pompe (SR02-SR03) est présentée dans la figure (V.13) ci-dessous :

(les détails sont donnés dans annexe 17)

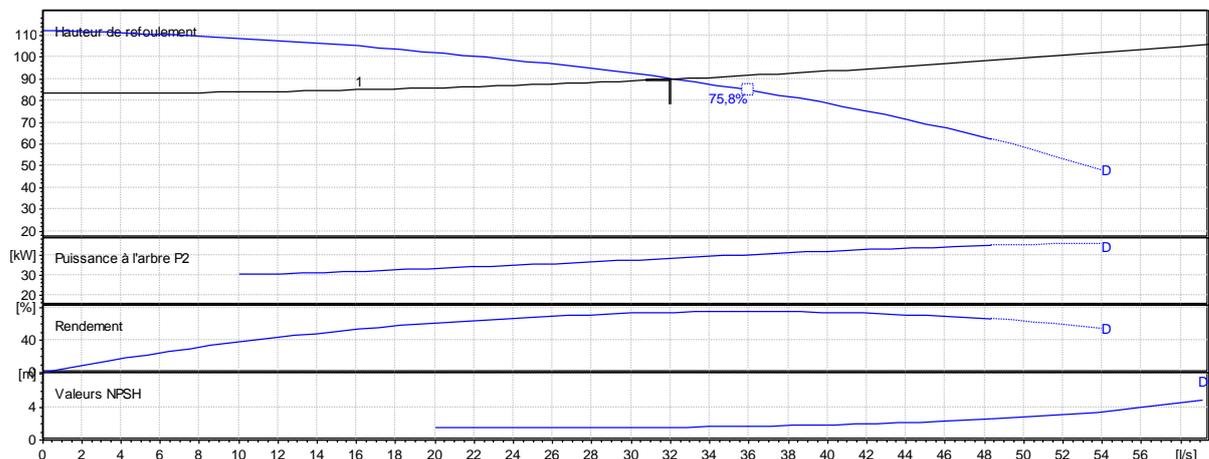


Figure 29: Le courbe caractéristique de la pompe (SR02-SR03)

- Le point de fonctionnement effectif P (32l/s, 89.99 m) ;
- Le point désiré P1 (32 l/s, 89.99 m).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré

❖ **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration : $Ca = 715.83 \text{ m}$;

- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 713.83 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_p - C_a = 715.83 - 7.13.83 = 2 \text{ m}$.

$H_a \geq 0$ d'où la pompe est montée en charge

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 715.83 = 9.18 \text{ m} ;$$

$$P_0 = 9.18 \text{ m} ;$$

$$NPSH_d = 9.18 + (2) - (0 + 0.24) = 10.94 \text{ m}.$$

$$NPSH_d = 10.94 \text{ m}.$$

On a: $NPSH_d > NPSH_r$

D'où : la pompe ne cavite pas.

V.13. Conclusion

Au cour de ce chapitre nous avons effectué le choix des pompes nécessaires pour les transferts de notre débit en procédons par une étude technico-économique, les points de raccordement des forages doivent être munis de vannes ou de clapets anti-retour pour limiter les dégâts en cas d'arrêt de l'une des pompes.

Chapitre VI: La distribution

VII.1.Introduction

Le système de distribution est la dernière phase d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle doit être conçue de telle façon à satisfaire les usagers, ainsi que les besoins en eau pour lutter contre les incendies. Quatre exigences sont recherchées :

- L'accessibilité technique et financière aux usagers ;
- Une qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité ;
- La continuité du service ;
- Une pression de service suffisante.

VII.2.Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit:

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau mixte.

VII.2.1. Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisation qui forme des boucles

Fermées, cela permet l'alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés.

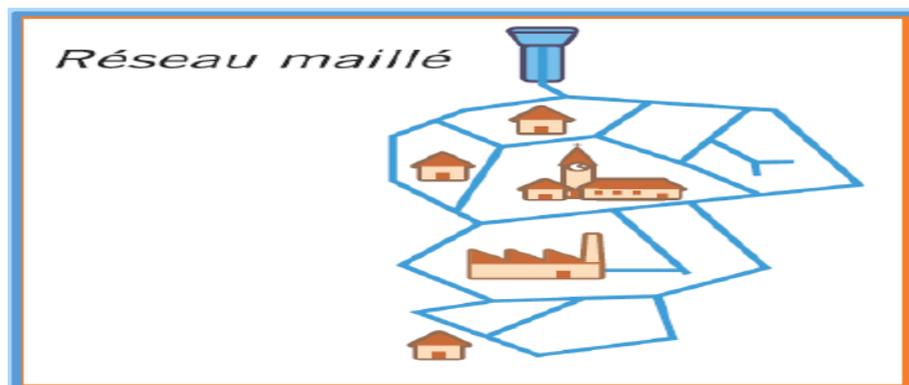


Figure 30: Réseau maillé

VII.2.2. Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

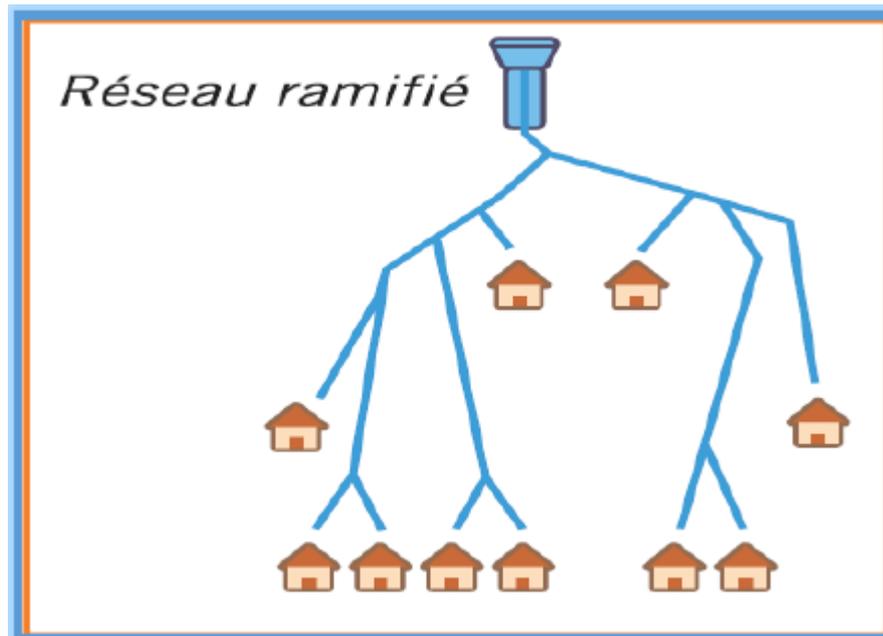


Figure 31 Réseau ramifié:

VII.2.3. Le réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

VII.3. Conception du réseau de distribution

Il y a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau. Les plus importants sont l'emplacement des consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. La distribution se fait gravitairement à partir d'un réservoir.

VII.3.1. Choix du tracé

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

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route... etc.) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses ;
- Préférer les zones accessibles ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VII.4.Choix de type des conduites

On a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution le PEHD en raison des

Caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente:

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite ;
- Durée de vie 50 ans prouvé par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Coefficient de la rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartage ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbologique

➤ **Les inconvénients :**

Nécessite une grande technicité pour la jonction. (Pour les grands diamètres)

VII.5.Description du réseau de distribution

Le chef-lieu de SOUAMAA est partagé en deux zones (partie nord et la partie sud) Pour notre étude on fera juste la distribution pour la zone 01 (partie nord du chef-lieu)qui est alimenté à partir du réservoir tête (R01) d'une capacité de 500m³ situé à la cote 793.21 m.Vu le caractère rurale de la localité,et de la dispersion des habitations l'ossature du réseau sera ramifié d'un linéaire totale de 4734.37 m, comme est représenté dans la figure(41) ci-dessous :

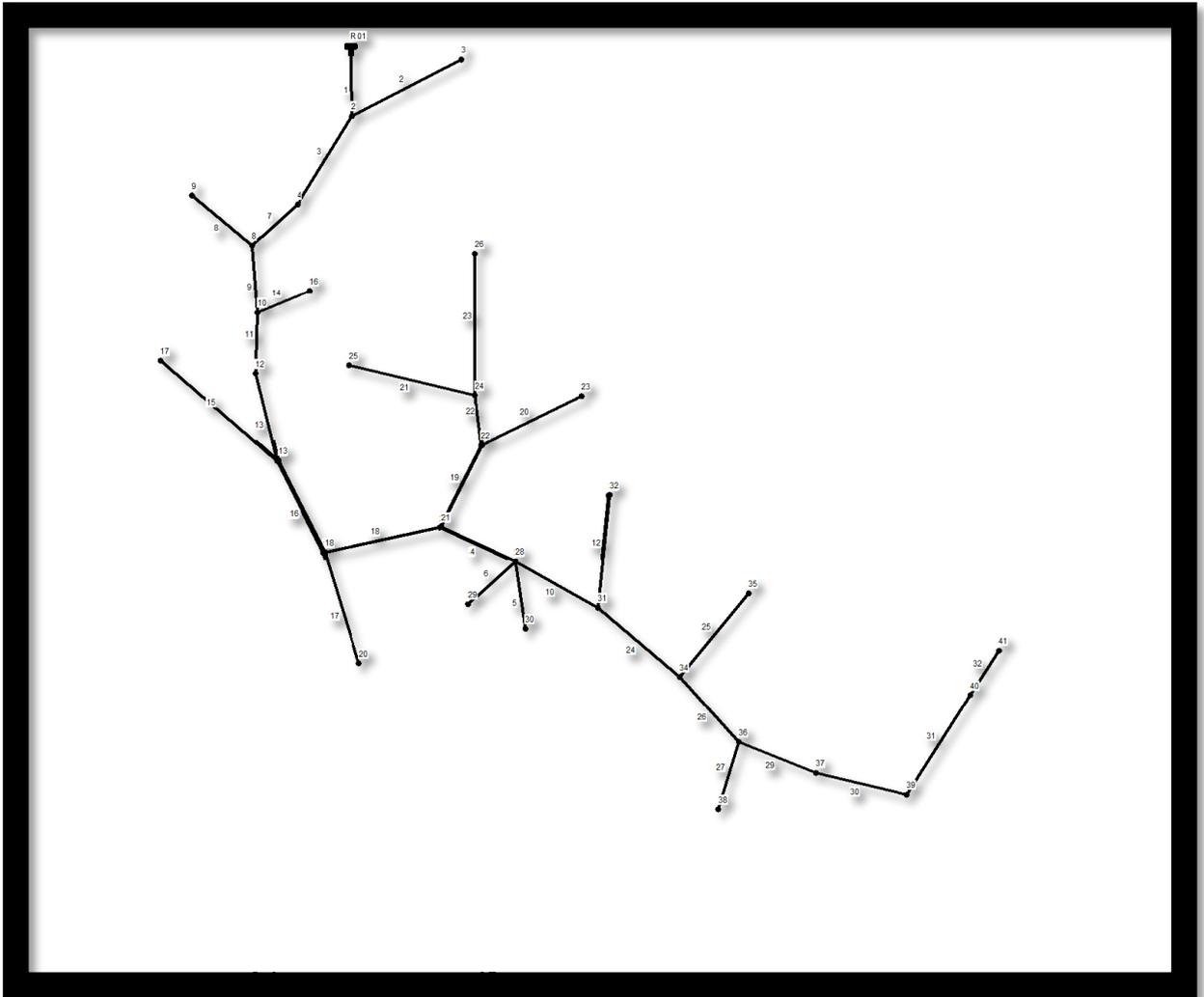


Figure 32 Schéma représentatif du réseau de distribution (zone1):

VII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

VII.6.1. Les pertes de charge :

Les pertes de charges linéaire se calcul par la formule de Darcy-WEISBACH

$$H_l = (\lambda \times L \times V^2) / (2 \times g \times D) \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- H_l : La perte de charge linéaires (m /ml) ;
- D : Le diamètre de la conduite (m) ;
- V : La vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- L : La longueur de la conduite (m) ;

- λ : Le coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

VII.6.1.1. Calcul du coefficient de pertes de charge λ

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

➤ Régime turbulent rugueux

Il est donné par la formule de NIKURADAZI :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \text{Ln}(K/D))^2 \quad (\text{VII.2})$$

➤ Régime transitoire

Il est donné par la formule de COLEBROOK :

$$(1/\lambda) = -2 \times \log \times [(K/(3,71 \times D)) + (2,51 \times (\text{Re} \times \sqrt{\lambda}))] \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- K : La rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau ;
- D : Le diamètre du tuyau (m) ;
- Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = (V \times D) / \nu \quad (\text{VII.4})$$

- ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS :

$$\nu = 0,0178 / (1 + (0,0337 \times t) + (0,00022 \times t^2)) \quad (\text{VII.5})$$

Pour $t = 20^\circ\text{C}$, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

La rugosité relative : c'est le rapport entre la rugosité K et le diamètre de la conduite D, elle est exprimée par (K/D).

VII.6.2. Les pressions

Connaissant les cotes des différents extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que

leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_j = C_{pj} - C_{tj} \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

- P_j : La pression au sol du point considéré (m).
- C_{pj} : La cote piézométrique du même point considéré (m).
- C_{tj} : La cote du terrain du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{l(ij)} \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

- C_{pi} : La cote piézométrique du point (i) ;
- $H_{l(ij)}$: La perte de charge dans le tronçon (ij), l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

VII.6.3. La vitesse

La vitesse est donnée par la formule :

$$V = [(4 * Q) / (\pi * D^2)] \quad (VII.8)$$

Avec :

- V : La vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- Q : Le débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
- D : Le diamètre de la conduite en (m).
-

VII.6.4. Débit de pointe

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante :

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

VII.6.5. Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) représente la consommation maximale horaire qui est donnée par les résultats obtenus lors de l'établissement des consommations horaires :

Ainsi que :
$$Q_p = \frac{P * Q_{maxj}}{100} \quad (VII.9)$$

Avec :

- Q_p: Débit de pointe (m³/h) ;
- P : Pourcentage horaire (%) ;
- Q_{max,j}: Consommation maximale journalière

Pour notre zone on a :

Nombre d'habitants 1151 hab et K_{max h}= 2.5

D'après le tableau des régimes de consommation on a notre heure de pointe avec un pourcentage de 10.04 % de la consommation journalière.

$$Q_p = \frac{10.40 * 305}{100} = 31,72 \text{ m}^3/\text{h}$$

Débit de pointe :

$$Q_p = 8,81 \text{ l/s}$$

VII.6.6. Débit spécifique

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

$$Q_s = (Q_p / \sum L_i) \quad (VII.10)$$

Avec :

- Q_s : Le débit spécifique (l/s) ;
- Q_p : Le débit de pointe (l/s) ;
- ΣL_i : la longueur de la somme des tronçons.

Pour notre zone :

$\Sigma L_i = 3307.6 \text{ m}$

$$Q_s = \frac{8.81}{4737.37}$$

$Q_s = 0.0018 \text{ l/s.m}$

VII.6.7.Débit en route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier

$$Q_{ri} = Q_s \times L_{ij} \text{ (VII.11)}$$

Avec :

- Q_{ri} : Le débit de route (l/s) ;
- Q_s : Le débit spécifique (l/s) ;
- L_{ij} : La longueur du tronçon (i-j) (m).

VII.6.8.Débit du tronçon

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_t = 0.55 \Sigma Q_{ri-k} + \Sigma Q_{ci} \text{ (VII.12)}$$

Avec :

- Q_t : Le débit du tronçon (l/s) ;
- ΣQ_{ri-k} : La somme des débits de route des tronçons reliés au nœud (l/s) ;
- ΣQ_{ci} : La somme des débits concentrés au nœud en aval (l/s).

VII.7.Calcul des différents débits du réseau

VII.7.1.Pour la zone (1)

Les différents (débit de route, débit aval et débit aux nœuds) sont récapitulés dans le tableau (VII.1) suivant :

Tableau 55: Les débits de route et les débits des tronçons

Nœud	Tronçon	L (m)	Q_s (l/s/m)	Q_r (l/s/m)	$0,5*Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
2	2-R	140,70	0,0018	0,253	0,127	0,383

	2-3	172,03	0,0018	0,310	0,155	
	2-4	112,36	0,0018	0,202	0,101	
3	2-3	172,03	0,0018	0,310	0,155	0,0155
4	2-4	112,36	0,0018	0,202	0,101	0,211
	4-8	122,21	0,0018	0,220	0,110	
8	4-8	122,21	0,0018	0,220	0,110	0,776
	9-8	120,08	0,0018	0,216	0,108	
	10-8	90,72	0,0123	1,116	0,558	
9	8-9	120,08	0,0018	0,216	0,108	0,108
10	8-10	90,72	0,0018	0,163	0,082	0,435
	16-10	354,10	0,0018	0,637	0,319	
	12-10	38,08	0,0018	0,069	0,034	
16	10-16	354,10	0,0018	0,637	0,319	0,319
12	10-12	38,08	0,0018	0,069	0,034	0,096
	13-12	68,21	0,0018	0,123	0,061	
17	13-17	112,45	0,0018	0,202	0,101	0,101
13	12-13	68,21	0,0018	0,123	0,061	0,496
	17-13	112,45	0,0018	0,202	0,101	
	18-13	370,37	0,0018	0,667	0,333	
18	13-18	370,37	0,0018	0,667	0,333	0,549
	18-20	136,87	0,0018	0,246	0,123	
	18-21	102,78	0,0018	0,185	0,093	
20	18-20	136,87	0,0018	0,246	0,123	0,123
21	18-21	102,78	0,0018	0,185	0,093	0,279
	22-21	111,72	0,0018	0,201	0,101	
	28-21	95,54	0,0018	0,172	0,086	
22	21-22	111,72	0,0018	0,201	0,101	0,273
	23-22	139,97	0,0018	0,252	0,126	
	24-22	51,87	0,0018	0,093	0,047	
23	22-23	139,97	0,0018	0,252	0,126	0,126
24	22-24	51,87	0,0018	0,093	0,047	1,003
	26-24	704,16	0,0018	1,267	0,634	
	25-24	358,92	0,0018	0,646	0,323	
26	24-26	704,16	0,0018	1,267	0,634	0,634
25	24-25	358,92	0,0018	0,646	0,323	0,323
28	21-28	95,54	0,0018	0,172	0,086	0,351
	29-28	54,46	0,0018	0,098	0,049	
	30-28	95,37	0,0018	0,172	0,086	
	31-28	144,94	0,0018	0,261	0,130	
29	28-29	54,46	0,0018	0,098	0,049	0,049
30	28-30	95,37	0,0018	0,172	0,086	0,086
31	28-31	144,94	0,0018	0,261	0,130	0,381
	32-31	182,45	0,0018	0,328	0,164	
	34-31	96,57	0,0018	0,174	0,087	
32	31-32	182,45	0,0018	0,328	0,164	0,164

Tableau 56: Les débits de route et les débits des tronçons(Suite et fin)

Nœud	Tronçon	L (m)	Q _s (l/s/m)	Q _r (l/s/m)	0,5*Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
34	31-34	96,57	0,0018	0,174	0,087	0,192
	35-34	82,58	0,0018	0,149	0,074	
	36-34	34,51	0,0018	0,062	0,031	
35	34-35	82,58	0,0018	0,149	0,074	0,074
36	34-36	34,51	0,0018	0,062	0,031	0,262
	38-36	51,59	0,0018	0,093	0,046	
	37-36	204,86	0,0018	0,369	0,184	
38	36-38	51,59	0,0018	0,093	0,046	0,046
37	36-37	204,86	0,0018	0,369	0,184	0,298
	39-37	126,79	0,0018	0,228	0,114	
39	37-39	126,79	0,0018	0,228	0,114	0,216
	40-39	113	0,0018	0,203	0,102	
40	39-40	113	0,0018	0,203	0,102	0,321
	41-40	244,18	0,0018	0,440	0,220	
41	40-41	244,18	0,0018	0,440	0,220	0,220

VII.8.Modélisation et simulation du réseau

- Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :
 - La taille du réseau étudié est illimitée ;
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules de Hazan-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning ;
 - Il inclut les pertes de charge singulière aux coudes, aux tés, ... etc ;
 - Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable ;
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme les clapets anti-retour, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, ...etc ;
 - Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (Le diamètre peut varier avec la hauteur) ;
 - Il peut y avoir différentes catégories de demandes au nœud, chacune avec une modulation propre;
 - Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression ;
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simple, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.

A l'aide du logiciel EPANET, on introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque arc (conduite), après on lance la simulation du réseau Suite à plusieurs tâtonnement des diamètres des conduites, dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0,5-1,5 m/s], et aussi les pressions aux plusieurs nœuds ne dépasse pas 160 m.c.e (16 bars) alors nôtres choix c'est porté sur des

conduite en PEHD PN10. Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN10 joint en annexe Les résultats de simulation des arcs obtenus pour la zone (1) sont regroupés dans le tableau 57, 58:

Tableau 57: Les résultats de la simulation des arcs de la zone

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre int (mm)	Diamètre ext (mm)	Débit (LP S)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	140,7	141	160	8,76	0,56
Tuyau 2	172	16	20	0,08	0,5
Tuyau 3	112,4	96,8	110	8,29	1,13
Tuyau 7	122,2	96,8	110	8,08	1,1
Tuyau 8	120	16	20	0,11	0,54
Tuyau 9	90,72	96,8	110	7,2	0,98
Tuyau 11	38,08	79,2	90	6,45	1,31
Tuyau 13	68,21	79,2	90	6,35	1,29
Tuyau 14	354,1	21	25	0,32	0,92
Tuyau 15	112,45	16	20	0,1	0,5
Tuyau 16	370,37	79,2	90	5,75	1,17
Tuyau 17	136,87	16	20	0,12	0,61
Tuyau 18	102,78	79,2	90	5,08	1,03
Tuyau 19	111,72	53,6	63	2,36	1,05
Tuyau 20	139,97	16	20	0,13	0,63
Tuyau 21	358,92	21	25	0,32	0,93
Tuyau 22	51,87	42,6	50	1,96	1,38
Tuyau 23	704,16	27,2	32	0,63	1,09
Tuyau 4	95,54	53,6	63	2,44	1,08
Tuyau 5	100	16	20	0,09	0,6
Tuyau 6	100	16	20	0,05	0,5

Tuyau 10	100	42,6	50	1,96	1,37
Tuyau 12	100	16	20	0,16	0,82
Tuyau 24	100	42,6	50	1,63	1,14
Tuyau 25	100	16	20	0,07	0,55
Tuyau 26	100	34	40	1,36	1,5
Tuyau 27	100	16	20	0,05	0,5
Tuyau 29	100	34	40	1,06	1,16
Tuyau 30	100	27,2	32	0,76	1,3
Tuyau 31	90	27,2	32	0,54	0,93
Tuyau 32	100	16	20	0,22	1,09

Tableau 58: Les pressions et les charges au niveau des nœuds

ID Nœud	Altitude(m)	Demande(LPS)	Charge(m)	Pression(m)
Nœud 2	797	0,38	798,91	10,91
Nœud 3	796	0,08	796,02	10,02
Nœud 4	779	0,21	797,58	18,58
Nœud 8	778	0,78	796,19	18,19
Nœud 9	772	0,11	792,59	20,59
Nœud 10	771	0,44	795,36	24,36
Nœud 12	768	0,1	794,61	26,61
Nœud 13	767	0,5	792,92	25,92
Nœud 16	739	0,32	776,16	37,16
Nœud 17	753	0,1	789,18	36,18
Nœud 18	765	0,55	785,31	32,31
Nœud 20	748	0,12	778,77	30,77
Nœud 21	744	0,28	783,64	39,64
Nœud 22	730	0,27	780,6	50,6
Nœud 23	707	0,13	773,61	58,61
Nœud 24	728	1	777,41	49,41
Nœud 25	738	0,32	757,52	65,52
Nœud 26	692	0,63	740,16	40,16
Nœud 28	721	0,35	780,86	59,86
Nœud 29	719	0,05	779,98	60,98

Nœud 30	708	0,09	778,39	63,39
Nœud 31	703	0,16	774,72	64,72
Nœud 32	686	0,16	766,55	58,55
Nœud 34	692	0,19	770,4	62,4
Nœud 35	686	0,07	768,51	63,51
Nœud 36	689	0,26	760,67	55,67
Nœud 38	700	0,05	759,92	59,92
Nœud 37	659	0,3	754,71	54,71
Nœud 39	648	0,22	744,81	54,81
Nœud 40	645	0,32	740,11	60,11
Nœud 41	624	0,22	725,89	61,89
Réservoir R01	797,21	8,81	799,21	2

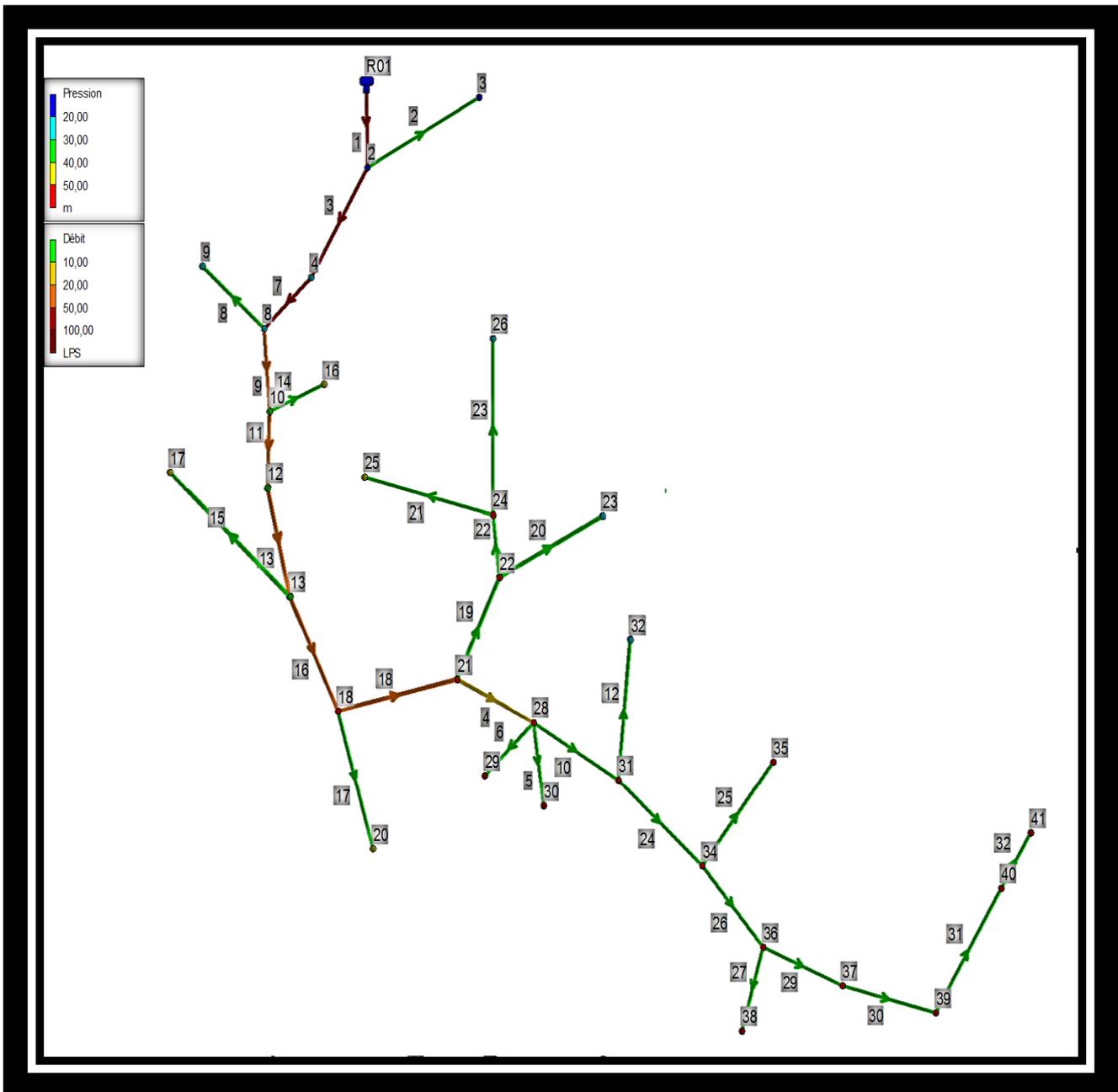


Figure 33 Etats des nœuds après simulation:

VII.9. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution zone (1) du chef-lieu de SOUAMAA dont le réseau est de type ramifié ; on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres de vitesse et pression, au niveau de ce tronçon et des nœuds, et cela est effectué à l'aide du logiciel EPANET.

On a opté pour des conduites en PEHD PN10 par mesure de sécurité et de bon fonctionnement de l'alimentation.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le redimensionnement et la rénovation du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de SOUAMAA, constitue une priorité à long terme, ou ce dernier souffre d'un manque exorbitant en eau, vu la vétusté du réseau et l'extension des zones d'habitation avec l'évolution démographique que connaît cette région.

Après avoir présenté les caractéristiques du chef-lieu de SOUAMAA et ses ressources, lors des calculs pour estimer leurs besoins en eau nous avons trouvé un déficit à l'horizon 2046 et afin de combler ce déficit nous avons envisagé d'implanter un nouveau forage à la proximité de ceux existants.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement par refoulement, nous avons procédé à projeter trois (03) nouvelles baches d'eaux de capacité de 70m³ pour chaque station de reprise déjà existantes.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables entre $0.5\text{m/s} \leq V \leq 1.5\text{m/s}$.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été réalisé par le logiciel CAPRARI, qui donne des résultats plus précis que l'utilisation d'un catalogue.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que dans le tronçon (SR01-SR02) il y a une surpression de ce fait et afin de protéger ce tronçon, on a proposé d'installer un réservoir d'air ayant un volume de 160 litres.

La dernière étape de la conception de ce projet est la distribution. Le dimensionnement a été établi par le logiciel EPANET 2.0V. La simulation du réseau a été effectuée sur 24 heures, on a choisi les diamètres toutes en respectant les pressions et les vitesses d'écoulement dans les limites souhaitées.

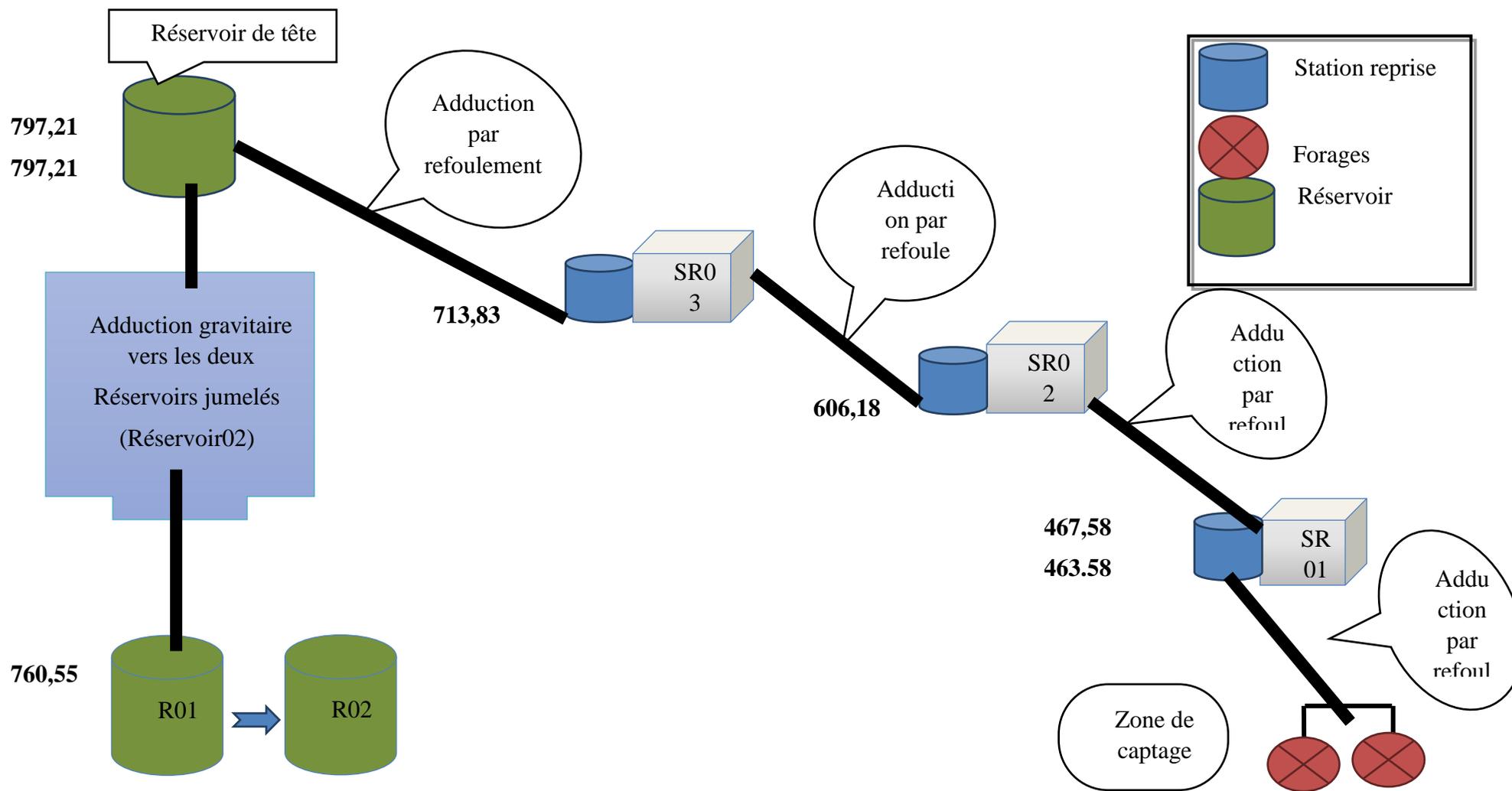
Liste bibliographique

Bibliographie

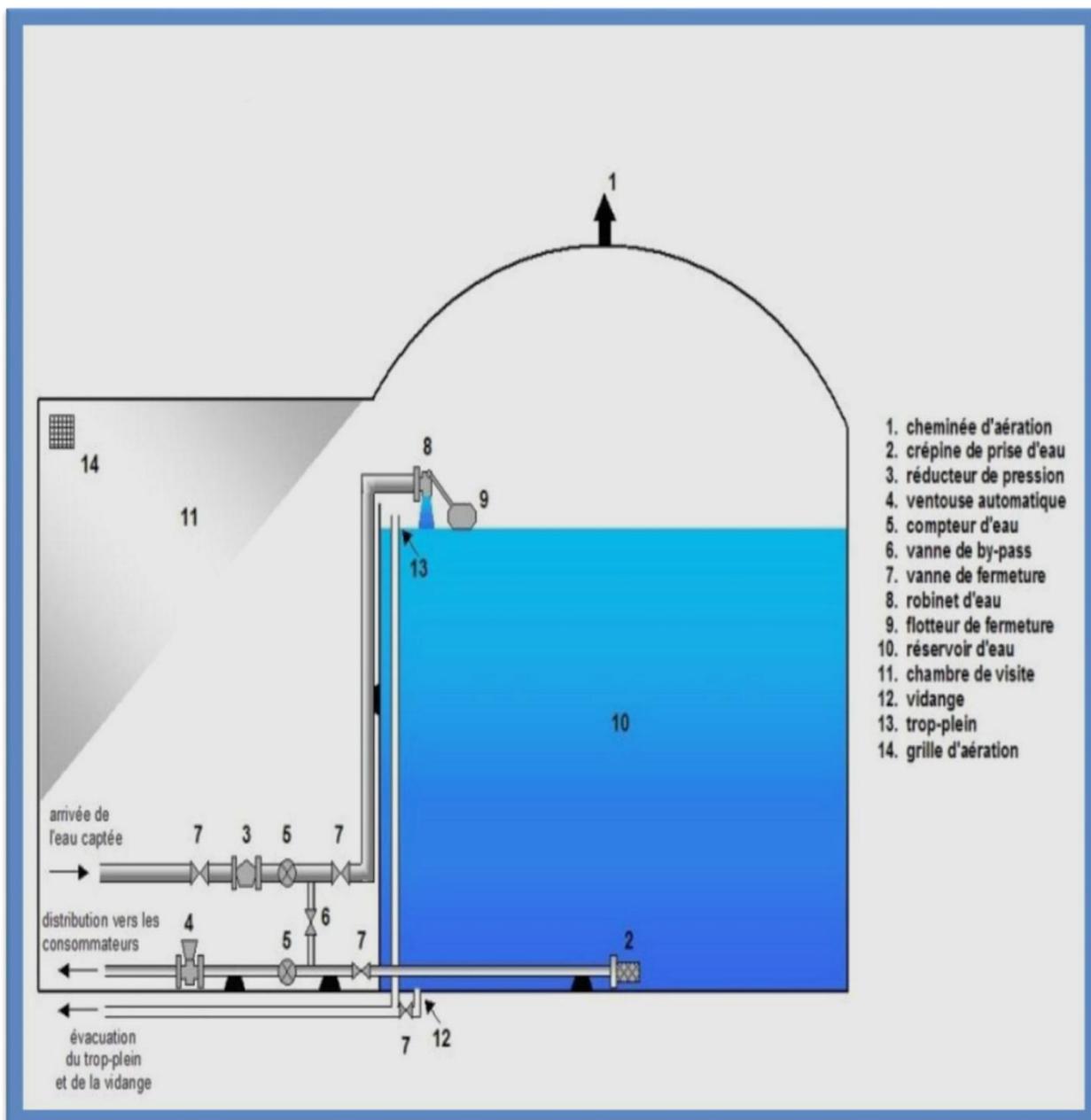
- [11] Données : Bureau d'étude d'hydraulique.
- [2] **DUPONT, A**: « Hydraulique urbaine ».Tome II : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux ».Edition EYROLLES, 484 pages, 1979.
- [3] **ALAINE.A, et AMRIOU.T.A**, Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de TINEBDRE wilaya de BEJAIA, mémoire de fin d'étude de master, Université de BEJAIA, 2016
- [4] **BONNIN, J** : « Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine ».Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 1982.
- [5] **KACET.A, et NAIT OUSLIMANE.S**, Etude de renforcement du réseau d'AEP du centre BOURACHED et ses environs, WILAYA D'AIN DEFLA — adduction et distribution —mémoire de fin d'étude de master, Université de BEJAIA, 2016
- [6] **BENDAHMANE.B, et OUBLEGHA.N**, Renforcement Alimentation en eau potable de OUADHIAS et de TAGUEMOUNTE EL DJEDID à partir de TAKHOUKHT, mémoire de fin d'étude de ingénieur, Université de BEJAIA, 2007
- [7] **TIGHREMT, S et HABIB, T**, .Etude du réseau de distribution d'eau potable de la ville d'AOKAS, wilaya de BEJAIA. Mémoire de fin d'étude de master Université de BEJAIA, 2014
- [8] **ROUSSMAN,,Lewis A.** « Manuel de l'utilisation d'EPANET 2.0 ».US.Environmental protection agency, 2003.

Annexes

Annexe (1): Le schéma d'adduction existant



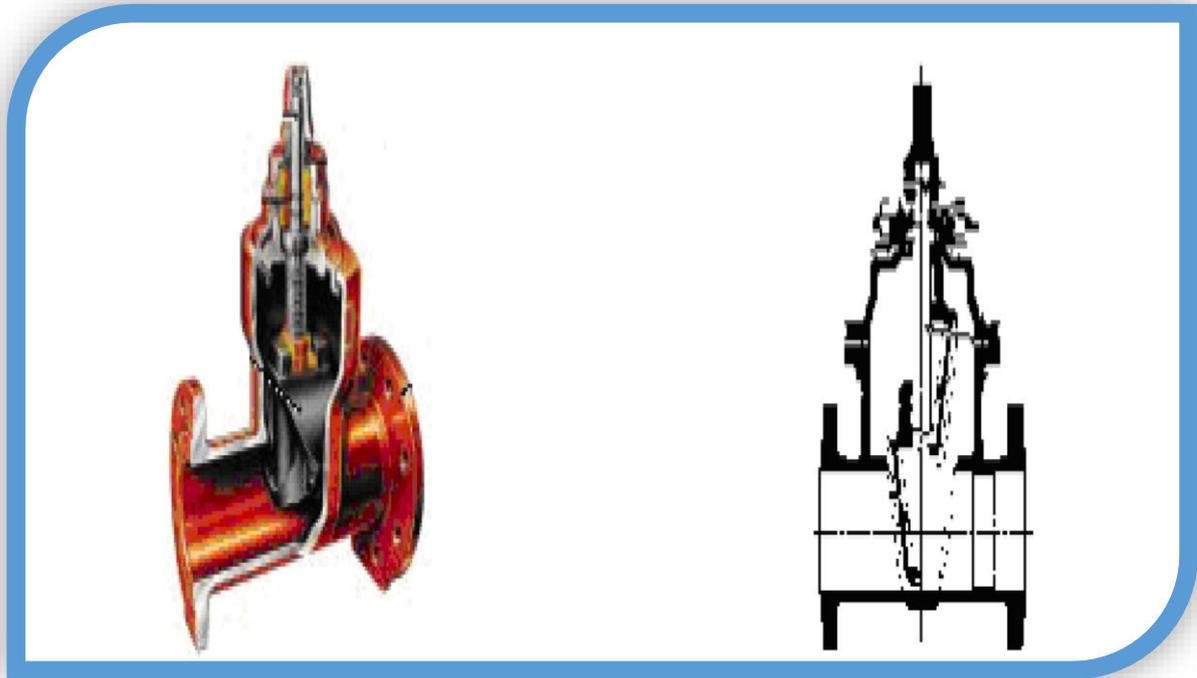
Annexe (2) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré



Annexe (3) : Régime de la consommation des agglomérations

Régime de la consommation des agglomérations												
Heure du jour	1,2	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0-1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,95	1,00	1,20
3-4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4-5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5-6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6-7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7-8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8-9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9-10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10-11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11-12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12-13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13-14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14-15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15-16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16-17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17-18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18-19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19-20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20-21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21-22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22-23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23-24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

Annexe (4) : Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

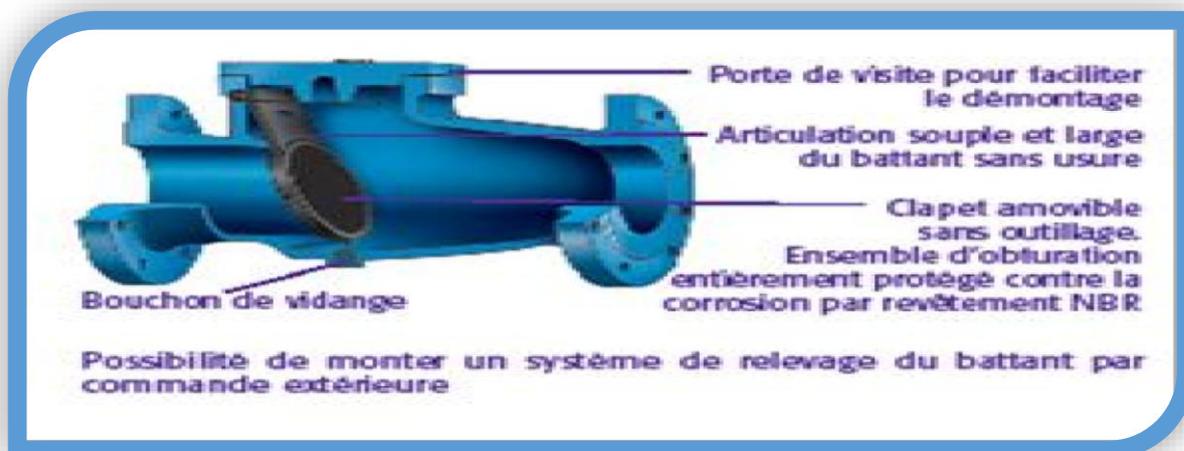
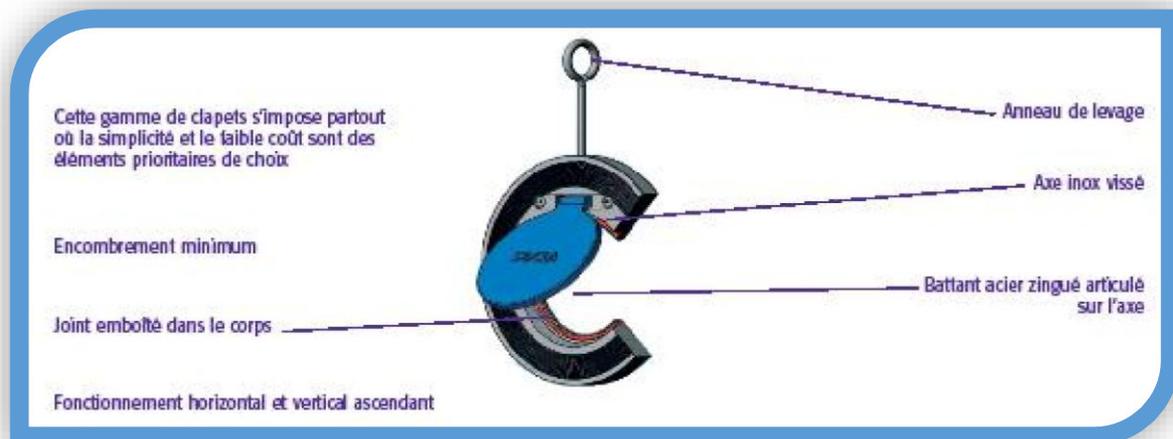
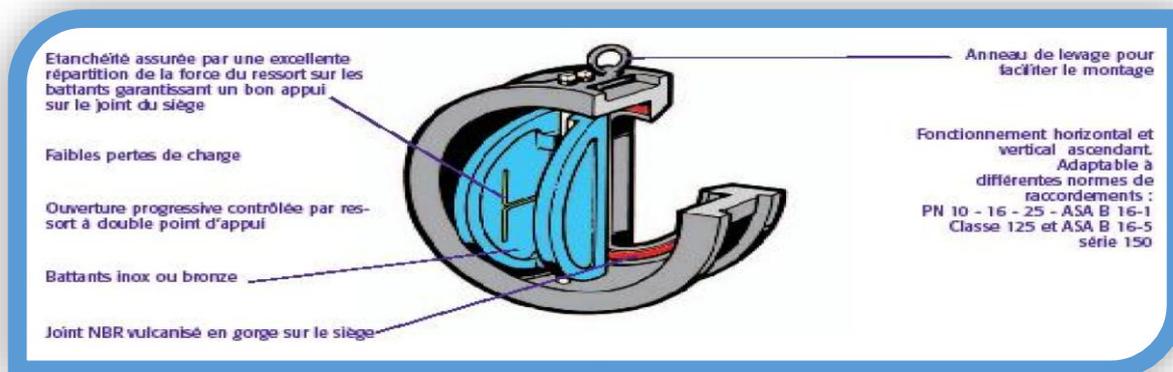


Annexe (5) : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

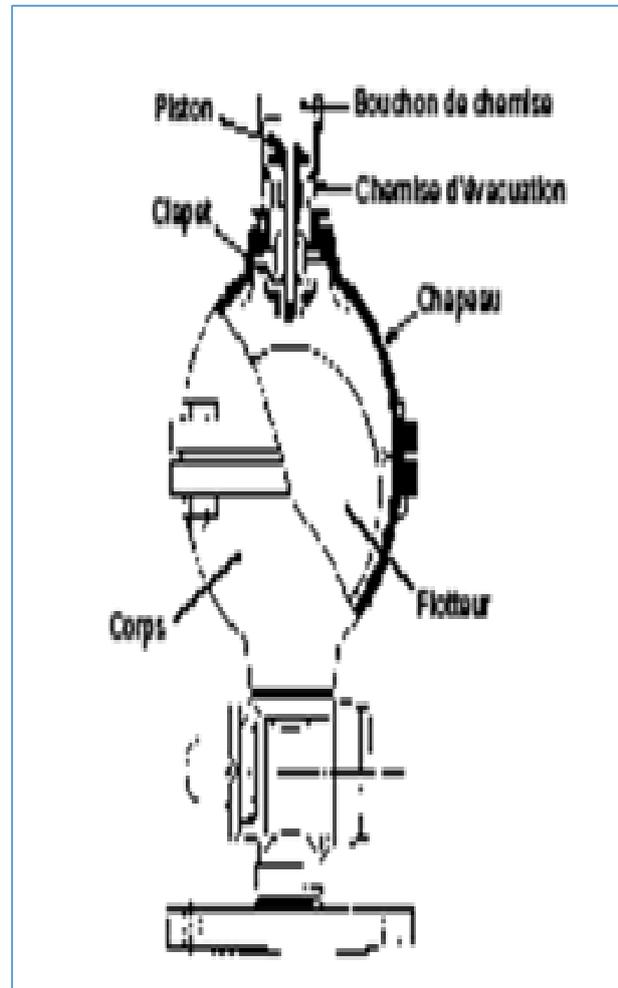


Annexe (6) : Clapet anti retour à double battant, clapet anti retour à simple battant, et clapet anti

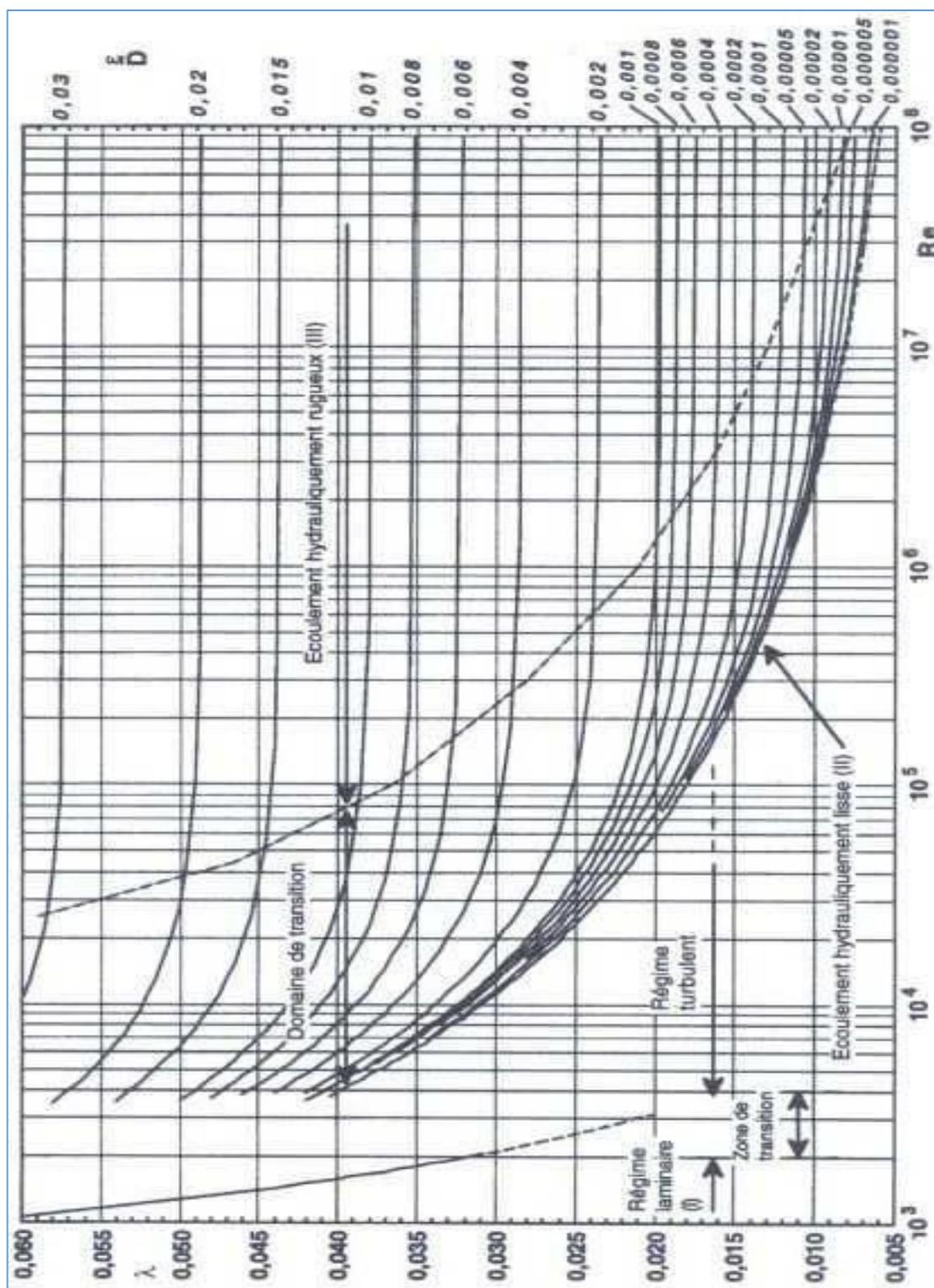
retour à simple battant (à brides)



Annexe(7) :Venteuse simple effet



Annexe(8) : Diagramme de MOODY



Annexe (9) : Caractéristiques et prix des conduites en PEHD PN10

Diamètre extérieur	Epaisseur	Qualité	Prix HT DA	Prix TTC DA
20	2	PE80	26.31	30.78
25	2	PE80	33.85	39.60
32	2.4	PE80	52.6	61.54
40	3	PE80	82.33	96.33
50	3.7	PE80	125.79	147.17
63	4.7	PE80	198.97	232.79
75	5.6	PE80	281.31	329.13
90	5.4	PE100	335.47	392.5
110	6.6	PE100	495.40	579.62
125	7.4	PE100	631.13	738.42
160	9.5	PE100	1033.79	1209.53
200	11.9	PE100	1617.42	1892.38
250	14.8	PE100	2510.95	2937.81
315	18.7	PE100	4003.95	4684.62
400	23.7	PE100	6424.42	7516.57
500	29.7	PE100	10021.19	11724.79
630	37.4	PE100	15153.49	17729.58

Annexe (10) : Caractéristiques et prix des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	Pression nominal (bars)	Prix unitaire (DA)
100	40	2800
125	40	3000
150	40	3300
200	40	3800
250	40	5750
300	40	6500
350	30	8750
400	30	11000
450	30	15300
500	30	19600
600	30	20300
700	25	24000

Annexe (11) : caractéristiques et prix des conduites en PEHD PN16

Diamètre extérieur	épaisseur	Diamètre intérieure	HT(da/ml)	TTC
90	8,2	73,6	591,12	703,4328
110	10	90	877,05	1043,6895
125	11,4	102,2	1124,95	1338,6905
160	14,6	130,8	1838,59	2187,9221
200	18,2	163,6	2887,27	3435,8513
250	22,7	204,6	4467,1	5315,849
315	28,6	257,8	6860,67	8164,1973
400	36,3	327,4	11082,62	13188,3178
500	45,4	409,2	16716,08	19892,1352
630	57,2	515,6	26587,44	31639,0536

Annexe (12) : courbe caractéristique de la pompe (F1-R1)

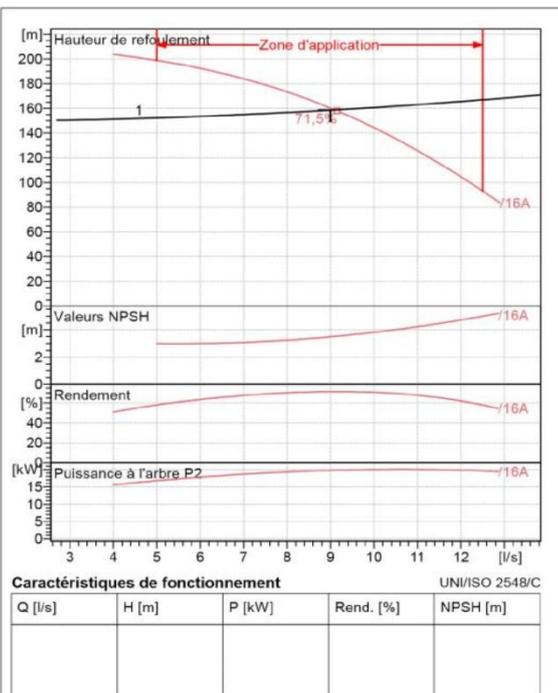


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

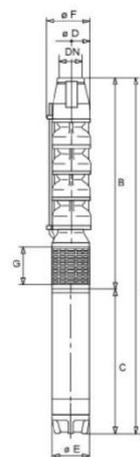
E6S50/16A + MCH630	
Caractéristiques requises	
Débit	9 l/s
Hauteur de refoulement	159 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	9 l/s
Hauteur de refoulement	159 m
Puissance absorbée	19,8 kW
Rendement	71,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	220 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	220 kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier
Para-sable	Caoutchouc



Dimensions mm

- A = 3368
- B = 2225
- C = 1143
- D = 141
- DN = G3"
- E = 143
- F = 150
- G = 124



Notes:

Date 16.05.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

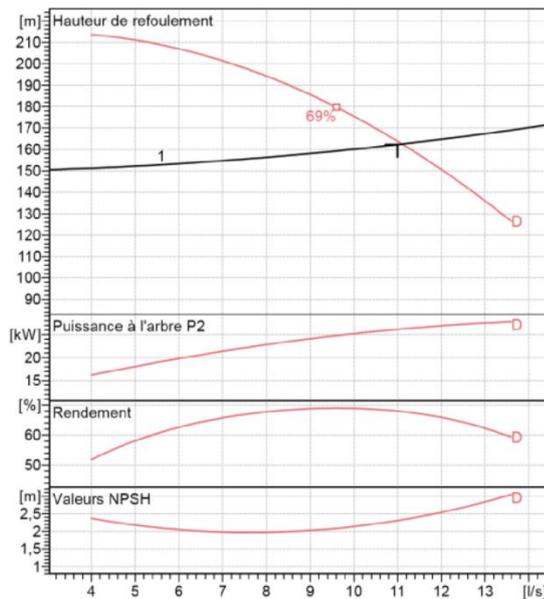
Annexe (13) : courbe caractéristique de la pompe (F2-R1)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU50-1/ 6D	
Caractéristiques requises	
Débit	11 l/s
Hauteur de refoulement	162 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	11,1 l/s
Hauteur de refoulement	163 m
Puissance absorbée	26,2 kW
Rendement	67,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	209 m
Orif. de refoulement	50 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	482 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

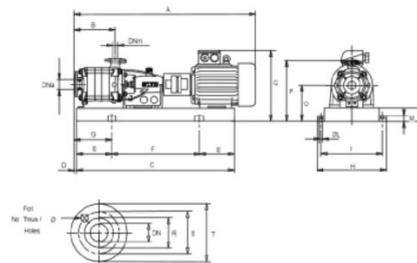


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 1732
- B = 458
- C = 1540
- D = 21
- E = 250
- F = 1040
- G = 271
- H = 530
- I = 480
- L = 20
- M = 42
- N = 100
- O = 300
- P = 500
- Q = 594



Notes:

Date 18.05.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (14) : courbe caractéristique de la pompe ((F3-R1)



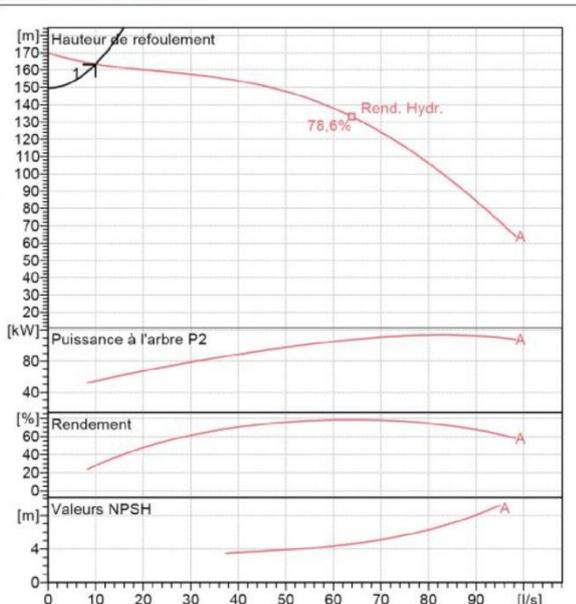
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

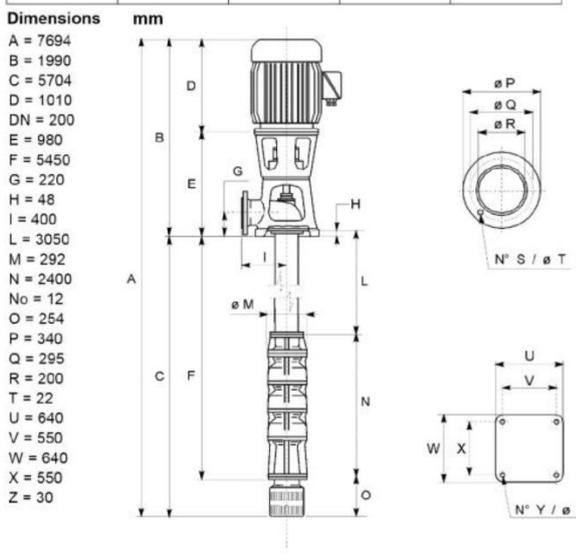
SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P12C/8/45/10A	
Caractéristiques requises	
Débit	10 l/s
Hauteur de refoulement	163 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10 l/s
Hauteur de refoulement	163 m
Puissance absorbée	54,5 kW
Rendement	27,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	170 m
Orif. de refoulement	200 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	132 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 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	1670 kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Palier	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier cromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]



Notes:

Date 16.05.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

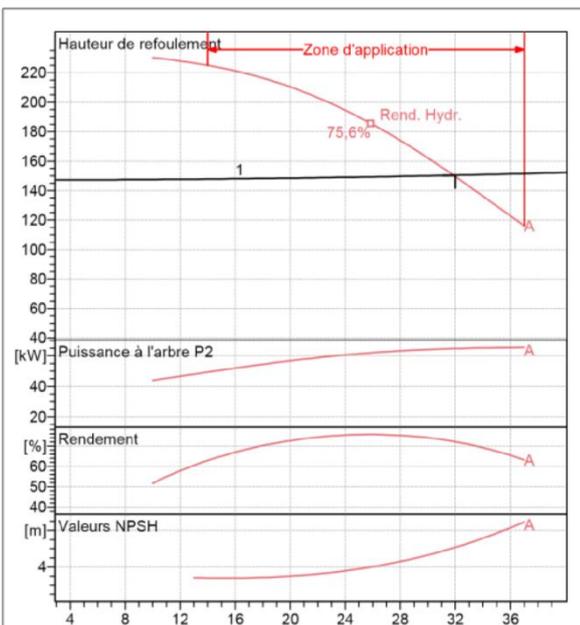
Annexe (15) : Le courbe caractéristique de la pompe (SR01-SR02)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

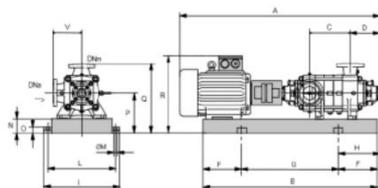
PM 80/ 4 A	
Caractéristiques requises	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Puissance absorbée	64,8 kW
Rendement	72%
Hauteur manométrique H(Q=0)	242 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
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 liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	758 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
15,3	223	51,1	65,7	2,79

Dimensions mm

- A = 1873
- B = 1546
- C = 310
- D = 274
- DNa = 100
- DNm = 80
- E = 185
- F = 250
- G = 1046
- H = 435
- I = 670
- L = 620
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 665
- R = 836
- V = 245



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
16.05.2017	1		

Annexe (16) : Le courbe caractéristique de la pompe (SR02-SR03)

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001**PM 125/ 9 F****Caractéristiques requises**

Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	118 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	32,4 l/s
Hauteur de refoulement	118 m
Puissance absorbée	50,8 kW
Rendement	73,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	160 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

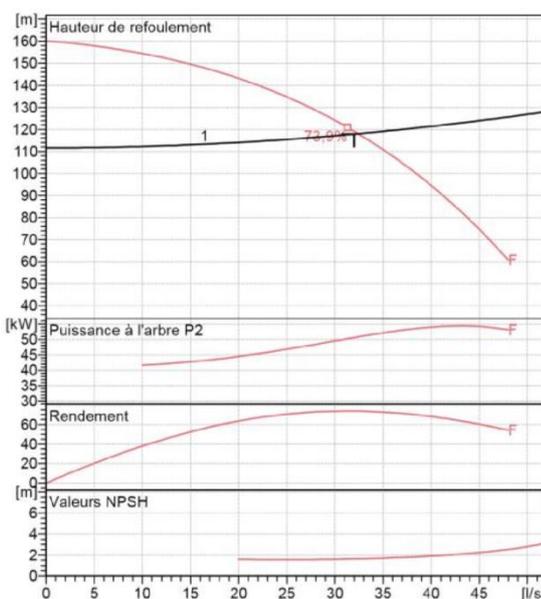
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1320 kg
-------	---------

Matériaux

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

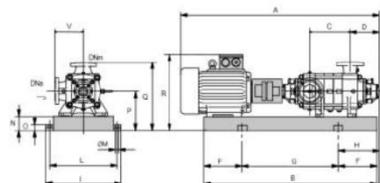
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 2662
B = 2276
C = 945
D = 337
DNa = 150
DNm = 125
E = 244
F = 400
G = 1476
H = 644
I = 720
L = 670
M = 20
N = 140
O = 45
P = 420
Q = 740
R = 836
V = 320



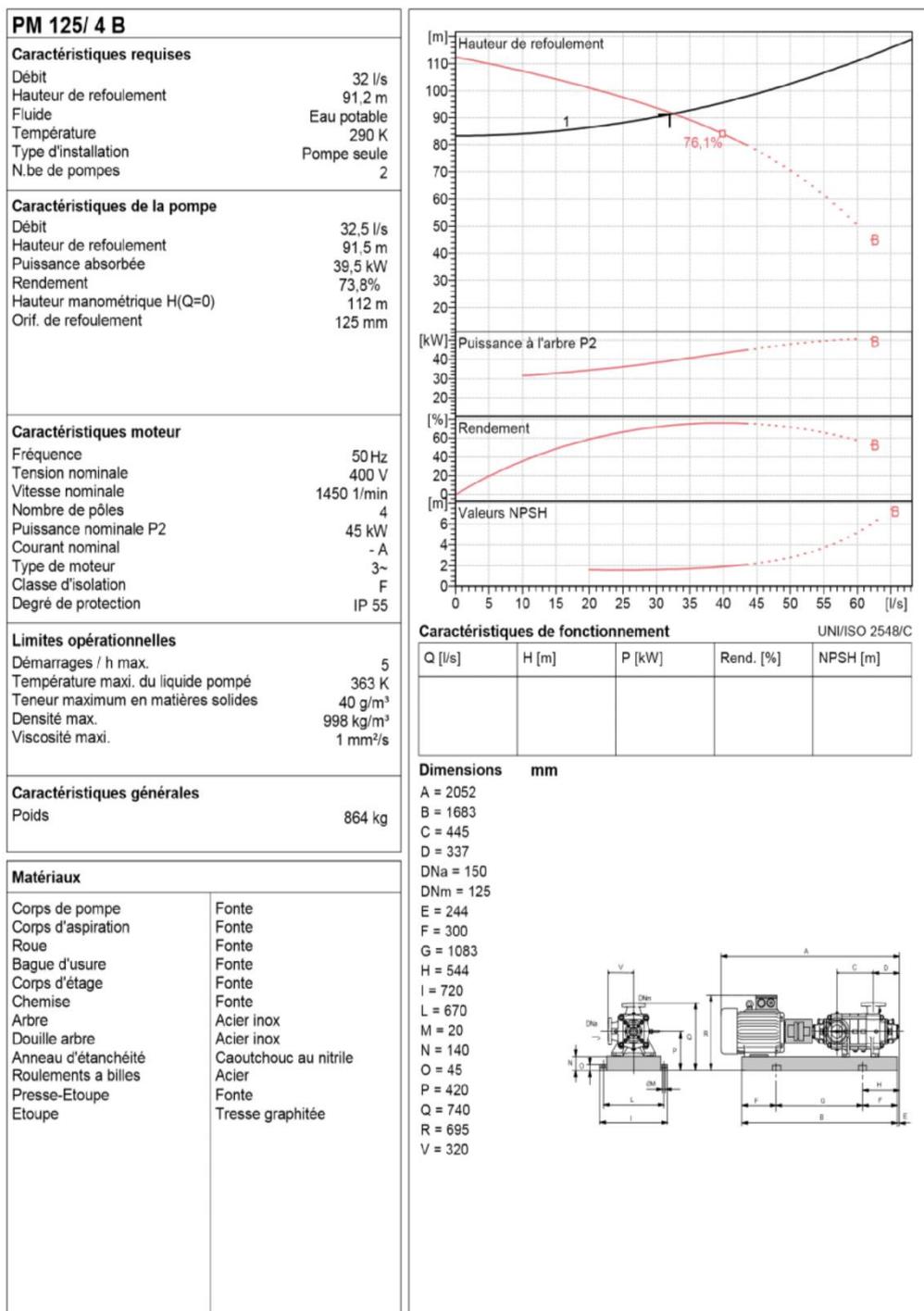
Notes:

Date 27.05.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (17) : Le courbe caractéristique de la pompe (SR02-R1)



Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001


Notes:

Date 27.05.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU CHEF-LIEU DE SOUAMAA

Résumé

Dans ce présent travail, nous avons comme objectif d'étudier le réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de SOUAMAA à partir des forages d'Oued SIBAOU au moyen d'une adduction mixte (gravitaire, refoulement).

Après avoir présenté la zone d'étude et estimer ses besoins en eau potable jusqu'à l'horizon 2046, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs d'eau ainsi que les conduites d'adduction sur le plan technico-économique.

Les eaux sont refoulées à partir des stations de pompages des forages puis repris par trois stations de reprise.

Afin de protéger les conduites d'adduction contre le phénomène du coup de bélier nous avons préconisé un réservoir d'air, et en dernier lieu ce qui est du volet de distribution, on a pris comme exemple la partie nord du chef-lieu pour lui dimensionner son réseau de distribution, tout en respectons les pressions et les vitesses appropriées.

Mots clé : Réservoir, adduction, coup de bélier, distribution, station de pompage.

Abstract

In this work, we aim to study the drinking water supply network of the main town of SOUAMAA from the drilling of Oued SIBAOU by means of a mixed supply (gravity, backflow).

After presenting the study area and estimating its drinking water requirements up to the year 2046, we have proceeded to design the water tanks and the water supply lines account of the technical and economic perspective.

The water is pumped from the pumping stations of the drilling and then taken over by three recovery stations.

In order to protect the pipes against the phenomenon of water hammer, we have recommended an air tank. Lastly, for distribution study, we have taken as example the northern part of the main town for him dimensioning its distribution network, while respecting the appropriate pressures and speeds.

Agzul

Iswi-nney deg leqdic-a d asiweđ n waman n tissit yertyiwant n SOUAMAA id-yettasen seg irsan n wassif n Sibaou seg iddelilen n usembeđ (aslemlem akked userkem)

Sled usken n tammađt akked usazel nyisaren-nsen almi 2046, nmeyyez-d tuzert nyisariđen akked yiqadusen n usembeđ seg uyawas adamsan d tesnarrayt. Aman ttalin-d seg trumba n yirsan ttkemmilen-d s krađ n trumbat-nniđen

Iwakken ad nhader yef yiqadusen n usembeđ nexdem isariđen n uzwu, ma deg wayen yerzan azetta n beđtu n waman neddem-d d amedya tammađt n ufella.

Tafirt tasarut : isariđen, beđtu, trumba, iqadussen.