

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



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BELAIDI Bilal

AZIZI Abdelkader

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE D'AFIR (W) DE BOUMERDES

Soutenu le **28 / 06 /2016** devant le jury composé de :

- Président :
- Promoteur (s) : **BENDHMANE. I**
BENAHMED. L
- Examineur (s) :

Remerciements

Avant tout, on tient à remercier le bon Dieu de nous avoir accordé le courage et la patience pour mener à terme ce travail.

*On remercie nos promoteurs **Mr I. BENDAHMANE** et **Mr L. BENAHMED** de nous avoir encadré, guidés et accompagnés dans ce travail ainsi que leur compréhension, pour leur précieux conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.*

On témoigne notre reconnaissance aussi à tous les enseignants du département d'Hydraulique qui ont participé à notre formation.

*Nos remerciements sont destinés aussi aux membres du jury **Mr HADDAD** ainsi que **Mr SELLAOUI** de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.*

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail pour mes très chers
parents, que Dieu les protège.*

A mes très chers frère Ali et Lounes

A mes grands-parents

A mes cousins et cousines

A tous les membres de ma famille

A mon ami et binôme A. Abdelkader

*A mes chers amis (es) : Fares, Halim, Yacine,
Whab, Lamine, Mamou, Samir, Team CSH,
Nora, Sara*

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

*Toute ma gratitude pour ceux que je n'ai pas pu
porter leurs noms.*

Bilal

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail pour mes très chers
parents, que Dieu les protège.*

A mes très chers frère et sœurs

A mes grands-parents

A mes cousins et cousines

A tous les membres de ma famille

A mon ami et binôme B. Bilal

*A mes chers amis (es) : Hakim, Mohamed,
Lamine, Wassim*

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

*Toute ma gratitude pour ceux que je n'ai pas pu
porter leurs noms.*

Abdelkader

Sommaire

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

Chapitre I. Présentation du site et estimation des besoins

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation générale de la zone d'étude	2
I.2.1. Relief	3
I.2.2. Climat	3
I.2.3. Situation hydraulique	4
I.2.4. Ressource disponibles	4
I.2.5. Bâches et réservoirs.....	4
I.3. Estimation des besoins en eau	4
I.3.1. Situation démographique.....	4
I.3.2. Estimation de la population.....	5
I.3.3. Choix de la norme de consommation.....	6
I.3.4. Evaluation des besoins en eau.....	7
I.3.4.1. Consommation moyenne journalière	7
A. Besoins domestiques.....	7
B. Besoins administratives	7
C. Besoins scolaires.....	8
D. Besoins sanitaires	8
E. Besoins socio-culturel et sportifs	8
F. Besoins publics.....	9
I.3.4.2. Consommation moyenne journalière totale	9
I.3.4.3. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	10
I.3.4.4. Variation de la consommation journalière	11
I.3.4.5. Variation de la consommation horaire	13
A. Débit maximal horaire (débit de pointe).....	13
I.4. Bilan Ressources-Besoins	14
I.5. Conclusion.....	15

Chapitre II. Réservoirs

II.1. Introduction.....	16
II.2. Eléments constitutifs et équipements.....	16

II.2.1. Arrivée de l'adduction	17
II.2.2. Conduite de distribution.....	17
II.2.3. Trop plein.....	18
II.2.4. Vidange	18
II.2.5. By-pass.....	18
II.2.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	19
II.2.6.1. Le système à deux prises	19
II.2.6.2. Le système à siphon.....	19
II.3. Capacité d'un réservoir	20
II.3.1. Volume de régulation.....	20
II.3.2. Détermination de P_{max}	20
II.3.3. Volume total du réservoir	20
II.4. Calcul de la capacité des réservoirs	21
II.4.1. Capacité de la bache 1	21
II.4.2. Capacité de SR2.....	21
II.4.3. Capacité de réservoir 1 (R1)	21
II.4.4. Capacité de réservoir 2 (R2)	23
II.4.5. Capacité de réservoir 3 (R3)	24
II.4.6. Capacité de réservoir 4 (R4)	25
II.4.7. Capacité de réservoir 5(R5)	26
II.4.8. Capacité de réservoir 6 (R6)	27
II.5. Conclusion	28

Chapitre III. Adduction

III.1. Introduction	29
III.2. Choix de tracé.....	29
III.3. Choix de type des conduites	29
III.4. Description du schéma d'adduction	29
III.5. Diamètre économique.....	30
III.6. Vitesse d'écoulement.....	30
III.7. Pertes de charge	30
III.7.1. Pertes de charge linéaire (H_l).....	30
III.7.2. Les pertes de charge singulières (H_s)	31
III.7.3. Les pertes de charge totales (H_T).....	31
III.8. Hauteur manométrique totale (HMT).....	31
III.9. Puissance absorbée par la pompe	32
III.10. Energie consommée par la pompe.....	32
III.11. Frais d'exploitation.....	32

III.12. Frais d'amortissement.....	32
III.13. Choix des diamètres.....	33
III.13.1. Tronçon 1 : F1-PC	33
III.13.2. Tronçon 2 : F2-PC	34
III.13.3. Tronçon 3 : PC-SR1	35
III.13.4. Tronçon 4 : SR1- SR2	36
III.13.5. Tronçon 5 : SR2- R1.....	37
III.13.6. Tronçon 6 : R1- R2.....	38
III.13.7. Tronçons 7 : R2- R3	39
III.13.8. Tronçon 8 : SR3- R4.....	39
III.13.9. Tronçon 9 : R4- R5	40
III.13.10. Tronçons 10 : SR4- R6.....	41
III.14. Conclusion	42

Chapitre IV. Pompes

IV.1. Introduction	43
IV.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	43
IV.3. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge [6]	44
IV.4. Choix des pompes	44
IV.4.1. Les courbes caractéristiques d'une pompe [6]	44
IV.4.2. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »	44
IV.4.3. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ ».....	44
IV.4.4. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »	44
IV.4.5. Couplage d'une pompe à un réseau [6].....	45
IV.4.6. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	45
A. Première variante : Réduction où augmentation du temps de pompage.....	45
B. Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage).....	46
C. Troisième variante : Rognage de la roue	46
D. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation	46
IV.5. Couplage des pompes	47
IV.5.1. Couplage en parallèle	47
IV.5.2. Couplage en série	48
IV.6. Etude de phénomène de cavitation.....	48
IV.7. Choix du type des pompes pour différentes stations.....	49
IV.7.1. Forage N° 1.....	49
IV.7.2. Forage 2	49
IV.7.3. Station de reprise N°01	52
IV.7.4. Station de reprise N° 02 :.....	53

IV.7.5. Station de reprise N° 03 :	54
IV.7.5.7. Etude du phénomène de la cavitation :	55
IV.7.6. Station de reprise N° 04 :	55
IV.7. Conclusion	57

Chapitre V. Pose des conduites et protection contre le coup du bélier

V.1 Introduction.....	58
V.2 Pose des conduites	58
V.2.1. Exécution et aménagement de la tranchée.....	58
V.2.2. Stabilisation des conduites.....	59
V.2.3. Travaux spéciaux	59
V.2.3.1. Traversée de route	59
V.2.3.2. Traversées d'oueds	60
V.2.3.3. Pose en élévation	61
V.2.3.4. Mise en eau et épreuve	61
V.2.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service	61
V.3. le coup de bélier.....	61
V.3.3. Analyse physique de phénomène.....	61
V.3.4. Moyen de protection contre le coup de bélier	64
V.3.1. Les volants d'inertie	64
V.3.2. La cheminée d'équilibre	64
V.3.3. La soupape de décharge.....	65
V.3.4. Réservoir d'air	65
V.3.5. Valeur numérique de coup de bélier	66
V.3.4.1. Fermeture brusque	66
V.3.4.2. Fermeture lente	67
V.3.6. Approximation pour un système de séries de propriétés variables [12]	67
V.3.7. Valeur de coup de bélier pour les différents tronçons	69
V.4. Conclusion	70

Chapitre VI. Distribution

VI.1. Introduction	71
VI.2. Classification des réseaux	71
VI.2.1. Le réseau ramifié.....	71
VI.2.2. Le réseau maillé	71
VI.2.3. Le réseau mixte	71
VI.3. Choix des conduites de distribution	71

VI.4. Conception du réseau	72
VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution	72
VI.5.1. Déterminer les débits du réseau	72
VI.5.2. Méthode de calcul	73
VI.6. Dimensionnement du réseau	74
VI.7. Apport informatique	75
VI.7.1. Présentation du logiciel EPANET	75
VI.7.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET	75
VI.7.3. Composants du Réseau.....	76
VI.7.3.1. Nœuds de demande	77
VI.7.3.2. Réservoirs.....	77
VI.7.3.3. Tuyaux.....	78
VI.7.3.4. Vannes.....	78
VI.7.4. Simulation du réseau	78
VI.7.5. Résultats et constatations	79
VI.7.6. Résultats simulation de réseau avec régulateurs de pression :	81
VI.7.7. Vérification de réservoir en cas de (pointe + incendie)	83
VI.7.7.1. Les résultats de la simulation de réseau (cas de pointe + incendie).....	85
VI.8. Conclusion.....	87
Conclusion générale	88

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Forages existants	4
Tableau (I.2) : Bâches et réservoirs existants et leurs capacités	4
Tableau (I.3) : RGPH 2008 de la commune d'Afir et les localités avoisinantes	5
Tableau (I.4) : Estimation de la population aux différents horizons	6
Tableau (I.5) : Besoins domestiques	7
Tableau (I.6) : Besoins administratives	7
Tableau (I.7) : Besoins scolaires.....	8
Tableau (II.1) : Dimensionnement de réservoir R1	22
Tableau (II.2) : Dimensionnement de réservoir R2	23
Tableau (II.3) : Dimensionnement de réservoir R3	24
Tableau (II.4) : Dimensionnement de réservoir R4	25
Tableau (II.5) : Dimensionnement de réservoir R5	26
Tableau (II.6) : Dimensionnement de réservoir R6	27
Tableau (III.1) : Formule de calcul du coefficient de perte de charge	31
Tableau (III.2) : Calcul du débit véhiculé	33
Tableau (III.3) : Calcul de la HMT (Tronçon 1).....	33
Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 1)	33
Tableau (III.5) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 1).....	34
Tableau (III.6) : Calcul de bilan (Tronçon 1)	34
Tableau (III.7) : Calcul de la HMT (Tronçon 2).....	34
Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 2).....	35
Tableau (III.9) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 2).....	35
Tableau (III.10) : Calcul de bilan (Tronçon 2).....	35
Tableau (III.11) : Calcul de la HMT (Tronçon 3).....	35
Tableau (III.12) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 3)	36
Tableau (III.13) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 3).....	36
Tableau (III.14) : Calcul de bilan (Tronçon 3).....	36
Tableau (III.15) : Calcul de la HMT (Tronçon 4).....	36
Tableau (III.16) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 4)	37
Tableau (III.17) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 4).....	37
Tableau (III.18) : Calcul de bilan (Tronçon 4).....	37
Tableau (III.19) : Calcul de la HMT (Tronçon 5).....	37
Tableau (III.20) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 5)	38
Tableau (III.21) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 5).....	38
Tableau (III.22) : Calcul de bilan (Tronçon 5)	38
Tableau (III.23) : Calcul de la H_D (Tronçon 6).....	38
Tableau (III.24) : Variation de l'angle d'ouverture en fonction de ξ .. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau (III.25) : Calcul de la H_D (Tronçon 7).....	39
Tableau (III.26) : Calcul de la HMT (Tronçon 8).....	39
Tableau (III.27) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 8)	40

<i>Tableau (III.28) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 8)</i>	40
<i>Tableau (III.29) : Calcul de bilan (Tronçon 8)</i>	40
<i>Tableau (III.30) : Calcul de la H_D (Tronçon 9)</i>	40
<i>Tableau (III.31) : Calcul de la HMT (Tronçon 10)</i>	41
<i>Tableau (III.32) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 10)</i>	41
<i>Tableau (III.33) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 10)</i>	41
<i>Tableau (III.34) : Calcul de bilan (Tronçon 10)</i>	41
<i>Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température</i>	49
<i>Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe du forage N°01</i>	49
<i>Tableau (IV.3) : Caractéristiques de la pompe forge N°02</i>	49
<i>Tableau (IV.4) : Caractéristiques de la pompe de SR1</i>	52
<i>Tableau (IV.5) : Caractéristiques de la pompe de SR2</i>	53
<i>Tableau (IV.6) : Caractéristiques de la pompe de SR3</i>	54
<i>Tableau (IV.7) : Caractéristiques de la pompe de SR2</i>	56
<i>Tableau (V.1) : Les différents matériaux</i>	59
<i>Tableau (V.2) : Calcul de la valeur de coup de bélier</i>	69
<i>Tableau (VI.1) : Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)</i>	74
<i>Tableau (VI.2) : État des arcs du réseau pour le cas de pointe</i>	79
<i>Tableau (VI.3) : État des Nœuds du Réseau</i>	80
<i>Tableau (VI.4) : État des Nœuds du Réseau avec vannage</i>	82
<i>Tableau (VI.5) : Calcul de débit aux nœuds en cas de (pointe + incendie)</i>	84
<i>Tableau (VI.6) : Etat de nœud du réseau (cas de pointe plus incendie)</i>	85
<i>Tableau (VI.7) : Etat des tronçons du réseau (cas de pointe +incendie)</i>	86

Liste des figures

<i>Figure (I.1): Carte de situation de la commune d'Afir</i>	2
<i>Figure (I.2): Relief de la zone d'étude</i>	3
<i>Figure (I.3): Histogramme du bilan Ressources-Besoins aux différents horizons</i>	15
<i>Figure (II.1) : Fontainerie d'équipement d'un réservoir (schéma général)</i>	16
<i>Figure (II.2) : Adduction avec chute libre</i>	17
<i>Figure (II.3) : L'emplacement de la conduite de distribution</i>	17
<i>Figure (II.4) : Schéma trop- plein et vidange</i>	18
<i>Figure (II.5): Schema d' By-pass</i>	18
<i>Figure (II.6) : Système à deux prises</i>	19
<i>Figure (II.7) : Système à siphon</i>	19
<i>Figure (IV.1) : Pompe centrifuge</i>	43
<i>Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge</i>	45
<i>Figure (IV.3) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré</i>	47
<i>Figure (IV.4) : Assemblage des pompes et des conduites</i>	50
<i>Figure (IV.5) : Courbe caractéristique de la pompe de SR1</i>	53
<i>Figure (IV.6) : Courbe caractéristique de la pompe de SR2</i>	54
<i>Figure (IV.7) : Courbe caractéristique de la pompe de SR3</i>	55
<i>Figure (IV.8) : Courbe caractéristique de la pompe de SR4</i>	56
<i>Figure (V.1) : Pose de la conduite en tranchée</i>	58
<i>Figure (V.2) : Butée sur coude horizontal</i>	59
<i>Figure (V.3) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement</i>	59
<i>Figure (V.4) : Protection spéciale pour la traversée de route</i>	60
<i>Figure (V.5) : Traversée d'oued</i>	60
<i>Figure (V.6) : Schéma pour la description de coup de bélier</i>	62
<i>Figure (V.7) : Coup de bélier lors d'une fermeture instantanée de la vanne située à l'extrémité de la conduite.</i>	63
<i>Figure (V.8) : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre</i>	64
<i>Figure (V.9) : Soupape de sureté, anti-bélier</i>	65
<i>Figure (V.10) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air</i>	66
<i>Figure (V.11) : Pression en régime permanent du tronçon FI-SR.</i>	70
<i>Figure (VI.1) : Environnements de travail sur EPANET</i>	76
<i>Figure (VI.2) : Les Composants du réseau.</i>	77
<i>Figure (VI.3) : Résultats de la simulation</i>	80
<i>Figure (VI.4) : Résultat de la simulation avec vannage</i>	83
<i>Figure (VI.5) : Résultat de la simulation (cas de pointe plus incendie)</i>	87

Liste des symboles

- A** : amortissement annuel.
- a** : célérité de l'onde (m/s).
- B** : La valeur du coup de bélier (m).
- CA** : La côte du plan d'aspiration(m)
- CP** : La côte de l'axe de la pompe (m).
- CR** : côte radier (m)
- CSP** : complexe sportif de proximité
- CTN** : côte terrain naturel (m)
- CTP** : côte trop plein (m)
- D** : diamètre de la conduite (m)
- D_{BONNIN}**, **D_{BRESS}** : diamètre de la conduite (m).
- D_e** : Le diamètre extérieur des tuyaux en PEHD (m).
- D_i** : Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD (m).
- D_t** : diamètre de la tubulure (m).
- e** : épaisseur de la conduite (mm)
- F** : énergie consommée par la pompe (kwh)
- F_{am}** : frais d'amortissement (Da).
- F_{exp}** : fris d'exploitation (Da).
- g** : accélération de la pesanteur (m/s²).
- h** : la perte de charge créer par le vannage (m).
- HMT** : hauteur manométrique total (m).
- H_a** : la charge disponible (m).
- H_{dep}** : la dépression maximale (m).
- H_g** : hauteur géométrique (m).
- h_{inc}** : hauteur d'incendie.
- H_l** : perte de charge linéaire (m)
- H_p** : la courbe caractéristique de la pompe.
- H_s** : perte de charge singulière (m).
- H_{sur}** : la surpression maximale (m).
- H_T** : les pertes de charge totale (m).
- h_v** : c'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.
- H'** : La distance entre Q_d et l'intersection de la verticale passant par le même point Q_d avec la
- i** : taux d'intérêt annuel (annuité).
- J** : perte de charge en mètre par mètre de conduite.
- Ja** : Perte de charge à l'aspiration(m)
- J_v** : perte de charge dans la vanne.
- K_{max,h}** : coefficient de variation maximale horaire.
- K₀** : rugosité absolue de conduites neuves (mm).
- K_c** : coefficient qui dépend du matériau constituant la canalisation.
- K_{max,j}** : Coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération.
- K_{min,j}** : Coefficient d'irrégularité minimale.
- K_r**, **K_r'** : Coefficient du rapport de vitesse.

L : longueur de la conduite (m).
m : coefficient de rognage.
Ni: Nombre de consommateurs.
NPSH d : la charge nette disponible à l'aspiration.
NPSH r : la charge nette requise à l'aspiration
n : nombre d'année d'amortissement.
Qc : débit concentré dans la conduite (l/s)
Qn : débit au nœud (l/s)
Q max.j : Débit de consommation maximale du jour le plus chargé de l'année (m^3/j).
Q min.j : Débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année (m^3/j).
Q moy.h : consommation moyenne horaire (m^3/j).
Q moy.j : Débit de consommation moyenne journalière (m^3/j).
Q p : Le débit de pointe (m^3/j).
Qr : débit de route (l/s)
Qs : débit spécifique (l/s)
p : prix d'un Kwh (Da).
P max : Résidu maximum dans le réservoir (%).
q : Dotation moyenne journalière en l/j.habitant.
Q : débit transitant dans le tronçon (m^3/s)
r : le pourcentage du rognage.
R : résistance de la conduite.
Re : nombre de Reynolds.
R : section du réservoir (m^2).
SR : station de reprise (m)
t_i : temps de pompage réduit.
T_f : temps de fermeture des vannes (1/4 h)
T : Taux d'accroissement.
t : temps de service
tp : temps de pompage (h).
V : vitesse d'écoulement (m/s).
V_f : Vitesse finale choisie (m/s).
V_n : Volume normalisé du réservoir (m^3)
V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m^3).
V_R : Volume de régulation du réservoir (m^3).
V_{SR} : Volume de station de reprise (m^3).
V_T : volume total du réservoir (m^3)
 α_{max} : coefficient qui dépendu niveau de vie de la population et du confort des bâtiments.
 α : coefficient de vieillissement de la conduite.
 β_{max} : coefficient qui dépend de nombre d'habitants.
 η : rendement de la pompe (%).
 θ : angle d'inclinaison du papillon
 λ : le coefficient de perte de charge.
 ξ : coefficient d'ouverture de la vanne.
 ρ : masse volumique de l'eau.
 ν : viscosité cinématique de l'eau.

Introduction générale

L'eau étant l'élément vital à toute vie sur Terre, sa disponibilité, la maîtrise de sa gestion, ainsi que son utilisation rationnelle, doivent être la préoccupation majeure des pouvoirs publics (APC, wilaya, ministères).

En Algérie l'insuffisance de l'installation hydraulique ajoutée à la vétusté des réseaux existant qui sont loin de répondre aux normes, rendent la gestion de l'eau encore très difficile.

C'est dans ce cadre-là d'ailleurs, que s'inscrit notre projet de fin d'étude, ce dernier en effet consiste en l'étude de l'alimentation en eau potable de chef-lieu de la commune d'afir et des villages avoisinants dans la wilaya de Boumerdès, ces localités souffrent énormément de l'insuffisance d'eau potable.

C'est pourquoi les services de la DRE (Direction des Ressources en Eau) de la wilaya ont eu recours à la réalisation de deux chaînes d'adduction. Une à partir de station de dessalement de l'eau de mer (Cap-Djanet) et la seconde en provenance du barrage de Taksebt (wilaya de Tizi-Ouzou) afin renforcer l'alimentation en eau potable.

De ce fait, notre étude s'articule de manière suivante :

Un premier chapitre, qui sera consacré à la présentation globale du site d'étude et l'estimation des besoins en eau, de la population de notre région d'étude qui nous a permis de déterminé les capacités des réservoirs de stockage que nous allons traiter dans le deuxième chapitre. Ensuite, dans le troisième chapitre nous allons dimensionner les conduites et les pompes. Vient par la suite le cinquième chapitre, dans le quelle nous avons vérifié l'apparition du phénomène du coup de bélier

Le dernier chapitre, est consacré pour le dimensionnement du réseau de distribution de l'agglomération du chef-lieu de la commune

Nous allons terminer notre travail par une conclusion générale.

I.1. Introduction

Avant tout projet d'adduction en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'adduction en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositifs nécessaires lors de la réalisation des travaux.

A savoir aussi que l'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...), elle diffère d'une période à autre et d'une agglomération à autre.

I.2. Présentation générale de la zone d'étude [1]

Afir est commune de wilaya de Boumerdès ; daïra de Dellys. Elle s'étend sur une superficie de 60,38 Km², à une distance de 80 Km vers l'Est de chef-lieu de la wilaya et à 120 Km de la capitale.

Ses coordonnées géographiques sont : 36° 46' 03" Nord 3° 42' 10" Est, frontière de la wilaya de Tizi-Ouzou, à mi-chemin entre Dellys et Tizirt. Elle est délimitée par :

- La mer méditerranée au Nord
- Les villes de Taourga et Sidi Naâmane (W. Tizi-Ouzou) au Sud
- Les villes de Mizrana et de Makouda (W. Tizi-Ouzou) à l'Est
- Et la ville de Dellys à l'ouest

L'étude concerne le centre urbain (chef-lieu) de la commune d'Afir et les villages avoisinants. La situation géographique de la commune et les limites administratives des localités avoisinantes sont représentées dans la figure ci-dessous :



Figure (I.1) : Carte de situation de la commune d'Afir

I.2.1. Relief

Afir et sa zone d'influence constitue en grande partie des contreforts de la chaîne du Djurjura, le relief est assez mouvementé. On y trouve deux oueds : Oubey et Barika, le premier constitue la limite Ouest avec la commune de Dellys, le deuxième traverse celle-ci, dans le sens Sud-Nord. Les vallées de ces cours d'eau sont parfois profondes et leurs versants sont rides. L'altitude diminue au fur et à mesure qu'on avance vers le Nord. Le long de la cote, les terrains sont accessibles et d'une grande valeur agricole aux alentours notamment du village de Zaouia [1].

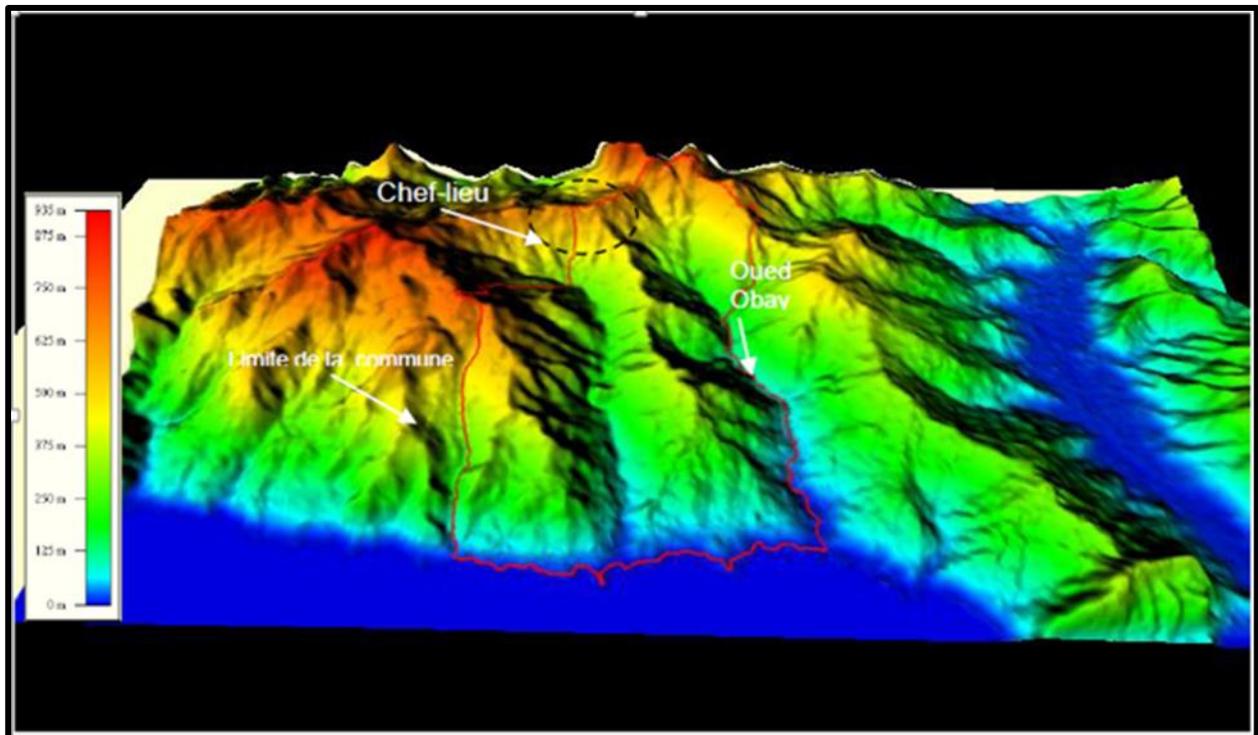


Figure (I.2) : Relief de la zone d'étude

I.2.2. Climat

Etant donné sa position géographique, la région d'Afir est soumise à l'influence climatique méditerranéenne et de la diversité du relief. Le climat est décrit à partir de la zone la plus proche, à savoir la station de Cap-Bengut (phare de port de Dellys). Cette station a fonctionné pendant plus d'un demi-siècle (1904-1979), avec cependant des lacunes d'observation.

La température moyenne annuelle est égale à $17,25^{\circ}\text{C}$. Les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit : Juin à Septembre où les températures moyennes dépassent 21°C . La moyenne mensuelle des températures durant la saison froide restent relativement douce, elles ne descendent jamais en dessous de 11°C , la saison froide se prolonge pendant six mois (Novembre jusqu'à Avril). Les valeurs absolues des températures minimales et maximales sont respectivement de -4°C et de $40,6^{\circ}\text{C}$.

Les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 720mm. Près de 87% précipitations annuelles tombent en l'espace de 7 mois (Octobre jusqu'à Février). Le maximum est enregistré en hiver au mois de Décembre (16%) et le minimum pendant les mois d'été (Juillet et Août moins de 1%) [4].

I.2.3. Situation hydraulique

Le système d'alimentation en eau potable de la ville d'afir est constitué de deux types d'adduction (refoulement et gravitaire), de deux forages, réservoirs et deux stations de pompage.

I.2.4. Ressource disponibles

Le système d'AEP de notre zone d'étude prend sa source à partir de deux forages implantés à coté de l'Oued Sabou, il s'agit du forage, F1-Béni Thour et F2-Afir [1].

Tableau (I.1) : Forages existants

Désignation	Débit exploité (m ³ /j)
F1+F2	1565,568

I.2.5. Bâches et réservoirs

Les réservoirs et les bâches existantes avec leur capacité, sont indiqués dans le tableau (I.2) [2].

Tableau (I.2) : Bâches et réservoirs existants et leurs capacités

Localité	Capacité (m ³)
Bâche SR-Ben Hamza	200
Bâche SR-Ouled-H'Mida	200
Azrou	500
Mechachka	500
Bahlil	500
Boumâati	250
Iwlaichen	50
Thala Arous	300

I.3. Estimation des besoins en eau

I.3.1. Situation démographique

La démographie a été analysée sur la base des recensements effectués antérieurement. La population de la commune d'afir a enregistré une remarquable évolution par rapport au niveau national. Selon le recensement général de la population et de l'habitat RGPH(2008), La population totale de la commune d'afir est de 9199 habitants.

La répartition de la population dans notre zone d'étude est résumée dans le tableau suivant [1] :

Tableau (I.3) : RGPH 2008 de la commune d'Afir et les localités avoisinantes

Localités	RGPH 2008 (habitants)
Boumâati haute	208
Iwlaichen	198
Ighil-Zarga	143
Boumâati	804
Fadjdane	372
Abada	761
Tissira	459
Knour	320
Afir (chef-lieu)	2322
Thala-Arous	700
Ihamaden	115
Chaânia	146
Azib-Lkouafa	610
Tala Ayache, Tadjnanet	110
Rebai	350
Zaouia	1006
Bahlil	508
Mechacheka	202
Oued Nechema	126

I.3.2. Estimation de la population

L'évolution de la démographie est estimée selon la loi des accroissements, donnée par la formule des intérêts composés :

$$P = P_0 * (1+T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P : Population à l'horizon considéré
- P₀ : Population de l'année de référence
- n : Nombre d'année séparant les horizons considérés
- T : Taux d'accroissement de la population

D'après la DRE de Boumerdès le taux d'accroissement démographique est estimé à 2,2%, en appliquant la formule(I.1) et les données du tableau (I.3), on détermine la population de la zone à étudier aux différents horizons, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (I.4) : Estimation de la population aux différents horizons

Localité		Nombre d'habitant 2008	Nombre d'habitant 2016	Nombre d'habitant 2041
Zone 1	Boumâati haute	208	247	426
	Iwlaichen	198	236	406
	Ighil-Zarga	143	170	293
	Total	549	653	1125
Zone 2	Boumâati	804	957	1649
	Fadjane	372	443	763
	Abada	761	906	1561
	Tissira	459	546	941
	Knour	320	381	656
	Total	2716	3233	5570
Zone 3	Afir	2322	2764	4761
	Thala-Arous	700	833	1435
	Ihamaden	115	137	236
	Chaina	146	174	299
	Azib-Lkouafa	610	726	1251
	Tala Ayache	110	131	226
	Rebai	350	417	718
	Total	5359	6379	10989
Zone 4	Bahlil	508	605	1042
Zone 5	Mechacheka	202	240	414
Zone 6	Oued Nechema	126	150	258
TOTAL		9460	11260	19398

I.3.3. Choix de la norme de consommation

Avant toute étude de dimensionnement d'un réseau d'AEP, il ya lieu de déterminer la quantité d'eau à apporter à la zone d'étude, pour cela il faut choisir une norme de consommation qui représentera une moyenne pondérée des consommations journalière, obtenue après une campagne de recensement ou des lois statistiques.

En distribution rurale, les besoins pouvant être évalués à 125 litre par jour par habitant et il faut aussi tenir compte d'une marge de sécurité de 20%. Où la norme de consommations sera estimée à 150 litre par jour par habitant, ce qui est le cas de notre étude.

I.3.4. Evaluation des besoins en eau

I.3.4.1. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommations [3] :

- consommations domestiques.
- consommations administratives.
- consommations des établissements scolaires.
- consommations sanitaire.
- consommations des établissements socio-culturels et sportifs.
- consommations des équipements publiques.

Cette consommation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \sum \left(\frac{q \times N_i}{1000} \right) \quad (\text{I.2})$$

Où :

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m³/j)

q : Dotation moyenne journalière en (l/j.habitant)

N_i : Nombre de consommateurs

A. Besoins domestiques

Tableau (I.5) : Besoins domestiques

Localité	Population			Dotation	Consommation (m ³ /j)		
	2016	2026	2041		2016	2026	2041
Iwlaichen	653	812	1125	150	97,95	121,8	168,8
Boumâati	3233	4018	5570	150	484,95	602,7	835,5
Thala Arous	6379	7928	10989	150	956,9	1189,2	1648,4
Bahlil	605	752	1042	150	90,75	112,8	156,3
Mechacheka	240	299	414	150	36	44,9	62,1
Azrou	150	186	258	150	22,5	27,9	38,7
TOTAL	11260	13995	19398	---	1689,05	2099,3	2909,8

B. Besoins administratives

Tableau (I.6) : Besoins administratives

Localités	Type d'équipement	Nombre d'équipement	Nombre d'employé	Dotation l/j/Usagé	Consommation (m ³ /j)
Boumâati	Poste	2	15	30	0,45
Afir	Siège APC	1	20	30	0,6
	Poste	1	6	30	0,18
	Parc APC	1	20	40	0,8
	Gendarmerie	1	60	50	3
TOTAL	---	6	121	---	5,03

C. Besoins scolaires**Tableau (I.7) : Besoins scolaires**

Localité	Etablissement	Nombre d'établissements	Effectifs	Dotation l/j/élève	Consommation (m ³ /j)
Boumâati	Ecole primaire	3	248	30	7,44
Thala Arous	Ecole primaire	3	722	30	21,66
	CEM	2	348	30	10,44
	Lycée	1	305	30	9,15
	Annexe CFPA	1	100	30	3
Bahlil	Ecole primaire	1	48	30	1,44
TOTAL	---	11	1771	---	53,13

D. Besoins sanitaires**Tableau (I.8) : Besoins sanitaires**

Localité	Etablissement	Nombres d'établissements	Effectifs	Dotation L/patient/j	Consommation (m ³ /j)
Boumâati	Salle de soins	2	40	30	1,2
Thala Arous	Salle de Soins	1	10	30	0,3
	Polyclinique	1	50	50	2,5
TOTAL		4	100	---	4

E. Besoins socio-culturel et sportifs**Tableau (I.9) : Besoins socio-culturel et sportifs**

Localité	Equipement	Nombres d'équipements	Effectifs	Dotation l/j/usagé	Consommation (m ³ /j)
Boumâati	Mosquée	4	128	30	3,84
Thala Arous	Mosquée	7	200	30	6
	CSP	1	80	50	4
	Bibliothèque	1	25	30	0,75
Bahlil	Mosquée	1	48	30	1,44
Mechacheka	Mosquée	1	50	30	1,5
TOTAL	---	15	531	---	17,53

CSP : complexe sportif de proximité

F. Besoins publics**Tableau (I.10) : Besoins commerciaux**

Localité	Equipements	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	Consommation (m ³ /j)
Boumâati	Alimentation Générale	3	40	0,12
	Cafétéria	2	400	0,8
	Locaux Commerciaux	40	40	1,6
	Dépôt de Boisson	1	200	0,2
Thala-Arous	Huilerie	1	500	0,5
	Pharmacie	2	40	0,08
	Alimentation Générale	5	40	0,2
	Restaurant	2	300	0,6
	Atelier de Mécanique	2	50	0,1
	Cafétéria	7	400	2,8
	Menuiserie	2	50	0,1
	Dépôt de Boisson	2	200	0,4
	Quincaillerie	3	40	0,12
TOTAL	---	72	---	7,62

I.3.4.2. Consommation moyenne journalière totale

La consommation journalière totale est la somme des besoins domestiques et des besoins d'équipements de toute la zone d'étude. Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau des équipements de 87,31 m³/j pour l'année 2016.

Pour estimer les besoins des équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoins domestiques.

$$\frac{Q_{\text{equip}(2016)}}{Q_{\text{dom}(2016)}} = \frac{Q_{\text{equip}(2026)}}{Q_{\text{dom}(2026)}} = \frac{Q_{\text{equip}(2041)}}{Q_{\text{dom}(2041)}} \quad (\text{I.3})$$

Pour les localités qui ne possèdent pas d'équipements actuellement, à l'horizon de 2026 et 2041 on prend 20% des besoins domestique de l'année concernée.

Les résultats sont représentés dans le tableau (I.11).

Tableau (I.11) : Les besoins totaux en eau aux différents horizons

Localité	Type des besoins	Besoins (m ³ /j)	
		2016	2041
Iwlaichen	Domestique	97,95	168,8
	Equipements	00	33,78
	Total	97,95	202,68
Boumâati	Domestique	484,95	835,5
	Equipements	15,65	26,96
	Total	500,6	862,46
Thala Arous	Domestique	956,9	1648,4
	Equipements	67,28	115,89
	total	1024,18	1764,29
Bahlil	Domestique	90,75	156,3
	Equipements	2,88	4,96
	Total	93,63	161,26
Mechacheka	Domestique	36	62,1
	Equipements	1,5	2,59
	total	37,5	64,69
Azrou	Domestique	22,5	38,7
	Equipements	00	7,74
	total	22,5	46,44
Total domestiques		1689,05	2909,8
Total d'équipement		87,31	191,92
TOTAL		1776,36	3101,72

I.3.4.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux : la prise d'eau, la station de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc. Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- L'âge et l'état du réseau
- La compétence de l'efficacité de service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites et d'intervention, moyens humains, équipements, organisation, etc.)

Afin d'éviter toutes insuffisances dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20%, et cela dans le but de compenser les fuites physiques au niveau des conduites.

Tableau (I.12) : Majoration des besoins en eau

Localité	Horizon	Besoins (m ³ /j)	Besoins majoré (m ³ /j)
Iwlaichen	2016	97,95	117,54
	2026	146,16	175,39
	2041	202,68	243,22
Boumâati	2016	500,6	600,72
	2026	622,15	746,58
	2041	862,46	1034,95
Thala Arous	2016	1024,18	1229,02
	2026	1272,81	1527,37
	2041	1764,29	2117,15
Bahlil	2016	93,63	112,36
	2026	116,38	139,66
	2041	161,26	193,51
Mechacheka	2016	37,5	45
	2026	46,77	56,12
	2041	64,69	77,63
Azrou	2016	22,5	27
	2026	33,48	40,17
	2041	46,44	55,73
TOTAL	2016	1776,36	2131,64
	2026	2237,75	2685,29
	2041	3101,82	3722,19

Le débit moyen journalier majoré est de :

- 2131,64m³/j soit 24,67 l/s, actuellement
- 2685,29 m³/j soit 31,08 l/s, à l'horizon 2026
- 3722,19 m³/j soit 43,08 l/s, à l'horizon 2041

I.3.4.4. Variation de la consommation journalière

Les ouvrages de prise, de traitements et d'adduction doivent être dimensionnés pour pouvoir assurer la demande journalière maximale et la demande journalière minimale de l'année du projet, ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités suivants :

$$K_{\min,j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.4})$$

$$K_{\max,j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.5})$$

De (I.4) et (I.5) on obtient respectivement :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.6})$$

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.7})$$

Où :

$Q_{\min,j}$: Débit de consommation minimal du jour le moins chargé de l'année.

$Q_{\max,j}$: Débit de consommation maximal du jour le plus chargé de l'année.

$Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyen journalier.

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum, il varie entre 0,7 et 0,9

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum qui dépend de l'importance de l'agglomération, il varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend : $K_{\min,j} = 0,8$ et $K_{\max,j} = 1,2$

Tableau (I.13) : Consommation maximale et minimale journalière aux différents l'horizon

Localité	Horizon	besoins majorés (m ³ /j)	Q _{min,j} (m ³ /j)	Q _{max,j} (m ³ /j)
Iwlaichen	2016	117,54	94,03	141,05
	2026	175,39	140,31	210,47
	2041	243,22	194,58	291,86
Boumâati	2016	600,72	480,58	720,86
	2026	746,58	597,26	895,89
	2041	1034,95	827,96	1241,94
Thala Arous	2016	1229,02	983,22	1474,82
	2026	1527,37	1221,89	1832,84
	2041	2117,15	1693,72	2540,58
Bahlil	2016	112,36	89,89	134,83
	2026	139,66	111,73	167,59
	2041	193,51	154,81	232,21
Mechacheka	2016	45	36	54
	2026	56,12	44,89	67,34
	2041	77,63	62,10	93,16
Azrou	2016	27	21,6	32,4
	2026	40,17	32,14	48,20
	2041	55,73	44,58	66,88
TOTAL	2016	2131,64	1705,32	2557,96
	2026	2685,29	2148,22	3222,33
	2041	3722,19	2977,75	4466,63

- Le débit maximum journalier actuel est estimé à **2557,96 m³/j** soit **29,61 l/s**
- Le débit maximum journalier à l'horizon 2026 est estimé à **3222,33 m³/j** soit **37,29 l/s**
- Le débit maximum journalier à l'horizon 2041 est estimé à **4466,63 m³/j** soit **51,69 l/s**

I.3.4.5. Variation de la consommation horaire

Le débit journalier subit des variations durant les 24h de la journée, ces variations sont caractérisé par les coefficients $K_{\min.h}$ et $K_{\max.h}$, qui représentent respectivement le coefficient de variation minimale, maximale horaire.

$$K_{\min.h} = \frac{\text{Consommation minimale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{I.8})$$

$$K_{\max.h} = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{I.9})$$

A. Débit maximal horaire (débit de pointe)

Ce débit nous donne la consommation horaire la plus élevée de la journée et qui nous permet ainsi de dimensionner le réseau de distribution, il ressort de la formule (I.9) :

$$Q_p = K_{\max.h} \times Q_{\max.h} \quad (\text{I.10})$$

Où :

$Q_{\text{moy.h}}$: consommation moyenne horaire (m^3/h)

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\max.h} / 24 \quad (\text{I.11})$$

$K_{\max.h}$: coefficient de variation maximale horaire.

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{I.12})$$

Où :

α_{\max} : coefficient qui dépend du niveau de vie de la population et du confort des bâtiments, il varie entre [1.2 ; 1.4]

Dans le cas de notre étude on prend $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : coefficient qui dépend de nombre d'habitants.

Tableau (I.14) : Valeurs du coefficient β_{\max}

N ^{bre} d'habitants×10 ³	< 1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

- Actuellement, la population est estimée à 11260 habitants, d'où β_{\max} est compris entre 1,2 et 1,3, par interpolation on trouve β_{\max} égale à 1,29
- A l'horizon 2026, la population est estimée à 13995 habitants, d'où β_{\max} est compris entre 1,2 et 1,3, par interpolation on trouve β_{\max} égale à 1,26
- A l'horizon 2041, la population est estimée à 19398 habitants d'où β_{\max} est compris entre 1,2 et 1,3, par interpolation on trouve β_{\max} égale à 1,21

Tableau (I.15) : Débit de pointe horaire de chaque localité à l'horizon 2041

Localité	Nombre D'habitant	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$	$Q_{\text{moy.h}}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{max.h}}$ (m ³ /h)
Iwlaichen	1125	1.3	1.95	2,54	12,16	30,89
Boumâati	5570	1.3	1.44	1,87	51,75	96,77
Thala-Arous	10989	1.3	1,29	1,68	105,86	177,84
Bahlil	1042	1.3	1.98	2,57	9,68	24,88
Mechachka	414	1.3	2	2,6	3,88	10,09
Azrou	258	1.3	2	2,6	2,79	7,25
TOTAL	19398	1.3	1.21	1.57	186,12	292,21

Le débit de pointe à l'horizon 2041, est de 292,21m³/h, soit 81,17 l/s.

I.4. Bilan Ressources-Besoins

- Ressources mobilisés : $Q_{F1}+Q_{F2}=18,12$ l/s
- Besoins actuel : 29,61 l/s
- Besoins à l'horizon 2026 : 37,29 l/s
- Besoins à l'horizon 2041 : 51,69 l/s

Tableau (I.16) : Bilan des ressources et besoins

Horizon	Ressource disponible		Besoins		Bilan	
	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)
2016	1565,56	18,12	2557,96	29,6	-992,4	-11,48
2026			3222,33	37,29	-1656,77	-19,17
2041			4466,63	51,69	-2901,07	-33,57

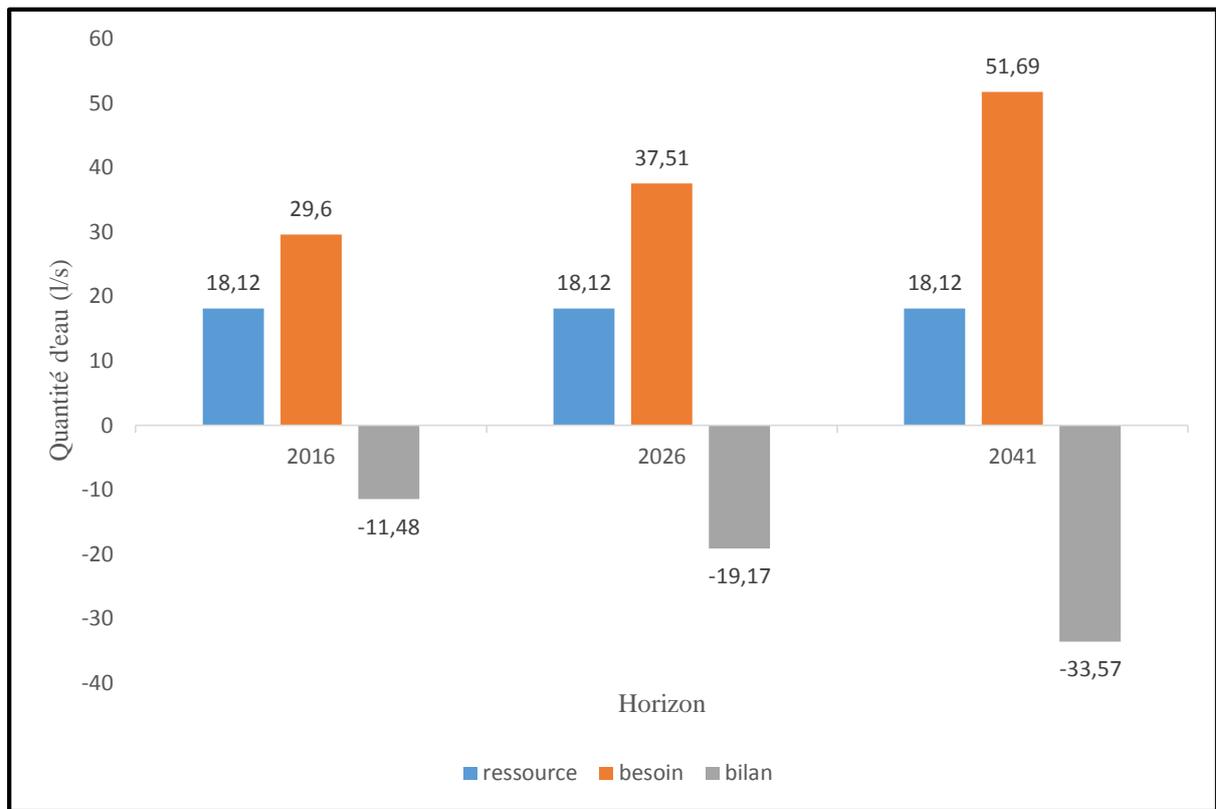


Figure (I.3) : Histogramme du bilan Ressources-Besoins aux différents horizons

I.5. Conclusion

Après avoir établie le bilan Ressources-Besoins on constate que les ressources existantes ne peuvent pas couvrir les besoins actuel, à savoir un déficit de $992,4\text{m}^3/\text{j}$, $1656,77\text{m}^3/\text{j}$ pour l'horizon 2026 et $2901,07\text{m}^3/\text{j}$ pour le long terme.

Vu le manque énorme en eau potable dont souffre la zone d'étude, les services de la direction des ressources en eau de la wilaya de Boumerdès ont décidé de combler ce déficit par un apport de $1400,03\text{m}^3/\text{j}$ en prévenance du barrage de TAKSEPET et $1500,77\text{m}^3/\text{j}$ à partir de la station de dessalement d'eau de mer (CAP-Djanet) [2].

Lors de cette phase, nous pensons avoir cerné toutes les difficultés de la zone d'étude et avoir acquis toutes les données nécessaires qui seront utiles pour l'élaboration des chapitres suivants.

II.1. Introduction

Les réservoirs sont des éléments importants dans un système d'alimentation en eau potable. Ils dépendent des conditions hydrographiques, topographiques, de la configuration des sites de desserte, etc. Ils assurent la liaison entre le régime constant d'adduction, du captage ou l'usine de production, et le régime essentiellement variable de la consommation depuis l'origine jusqu'aux secteurs ou étages de distribution.

En cas de panne du réseau électrique ou panne mécanique de pompage, le fonctionnement de la distribution continue par gravité. Le réservoir apporte une grande sécurité car il contient souvent la consommation d'une journée moyenne. Il permet de maintenir la pression sur le réseau de distribution, toute en autorisant les interventions techniques sur la partie amont du réservoir, ou sectorisé s'il y a plusieurs tampons. En cas de catastrophe, la distribution est maintenue facilement à moindre coût. Dans le cas d'une panne il suffit de mobiliser un groupe électrogène momentanément pour remplir la cuve du réservoir surélevé.

Les réservoirs pouvant être classés selon la nature des matériaux (métallique, maçonnerie, béton, etc.), situation des lieux (enterrés, semi enterrés, surélevés). [3]

II.2. Eléments constitutifs et équipements

Les équipements des réservoirs et en particulier leur fontaineries disposées dans une chambre de manœuvre accolée aux réservoirs doivent permettre de remplir les diverses fonctions que l'on attend d'eux : réception de l'adduction, la distribution, trop plein, vidange. [3].

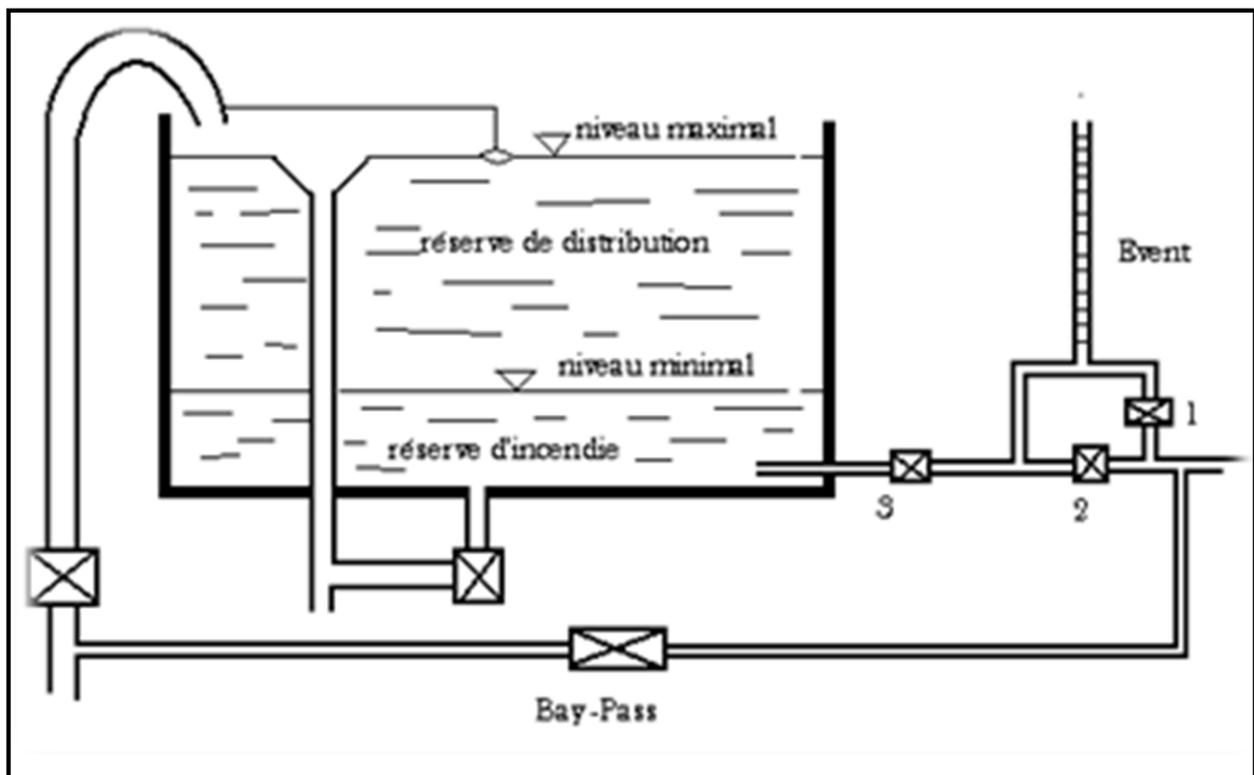


Figure (II.1) : Fontainerie d'équipement d'un réservoir (schéma général)

II.2.1. Arrivée de l'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction dans le réservoir va se faire au-dessus de la surface libre, cela permettra le maintien du couple (Q, H) de la pompe constant, et une bonne aération de l'eau.

L'installation d'un robinet flotteur interrompe l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint le maximum.

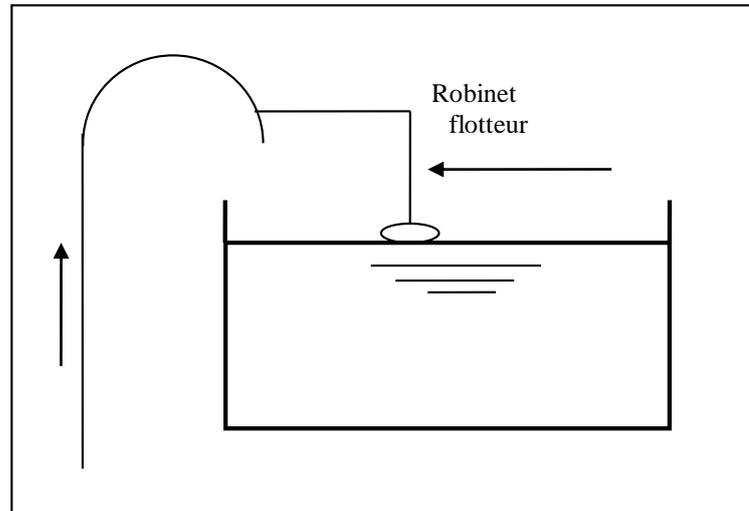


Figure (II.2) : Adduction avec chute libre

II.2.2. Conduite de distribution

Cette conduite sera disposé à l'opposer de la conduite d'arrivée, à quelques centimètres au-dessus du radier (0.15 à 0.2m), pour éviter l'entraînement des dépôts.

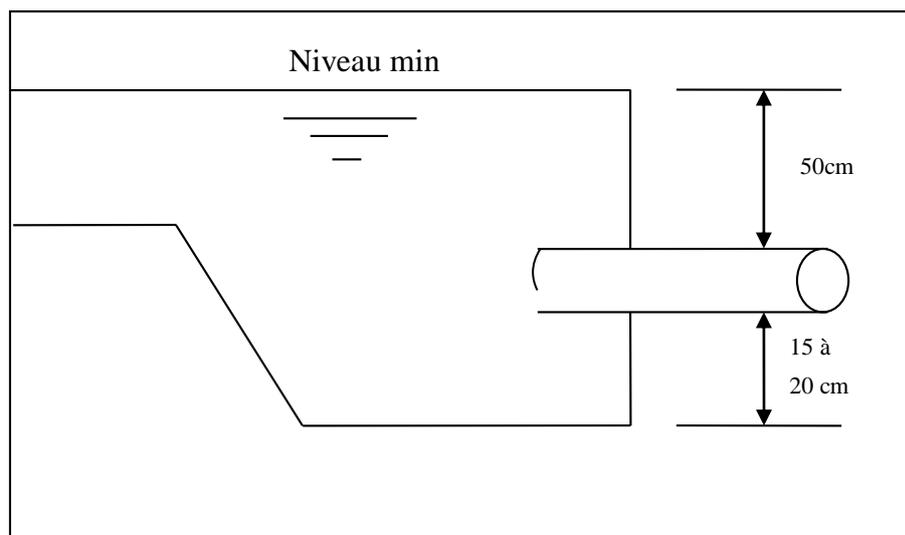


Figure (II.3) : L'emplacement de la conduite de distribution

II.2.3. Trop plein

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle comportera au départ un événement et elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques, on aménage un joint hydraulique. Constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite. Figure (II.4).

II.2.4. Vidange

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir ainsi d'éventuelles réparation

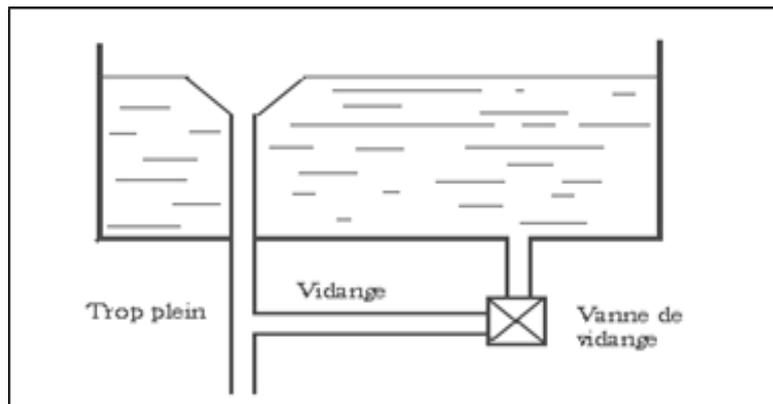


Figure (II.4) : Schéma trop-plein et vidange

II.2.5. By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer d'un by-pass reliant la conduite d'amenée à la conduite de départ. En marche normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes, la vanne 2 est fermée ; au contraire, pendant que le réservoir est vide, la vanne 2 est ouverte et les vannes 1 et 3 sont fermées.

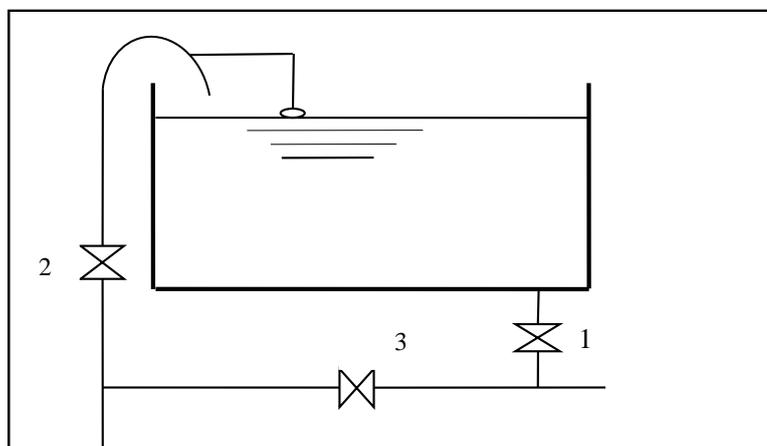


Figure (II.5): Schema d' By-pass

II.2.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur. Afin de conserver la réserve d'eau destinée pour lutter contre les incendies, deux types de procédés sont utilisés :

II.2.6.1. Le système à deux prises

En temps normal, (1) est fermée et (2) ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

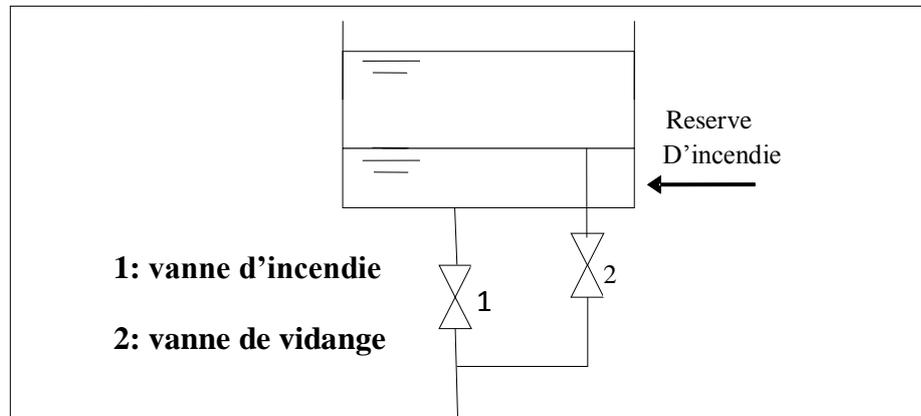


Figure (II.6) : Système à deux prises

II.2.6.2. Le système à siphon

En temps normal, (1) ouvert et la vanne (2) fermée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). Il est bon de prévoir un troisième robinet vanne (3), normalement ouvert, qui permet de réparer (1) ou (2) en cas de besoin. La vanne (2) sera de préférence une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

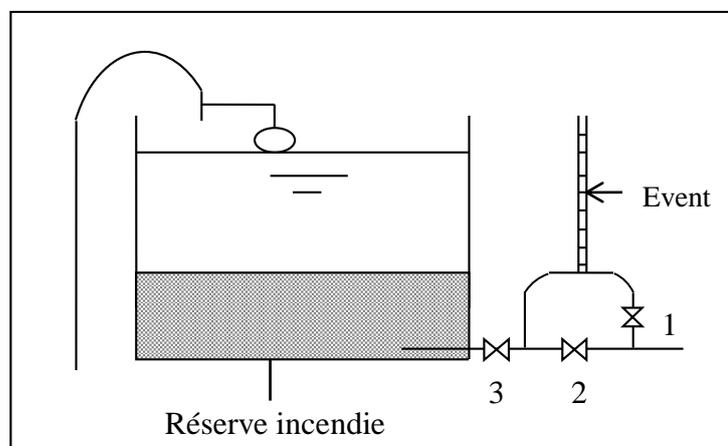


Figure (II.7) : Système à siphon

II.3. Capacité d'un réservoir

La capacité d'un réservoir dépend de la variation de la consommation horaire (déséquilibre entre l'amené et la sortie). Autrement dit, elle varie en fonction du régime de pompage (l'apport), et la consommation qui varie d'une heure à une autre.

II.3.1. Volume de régulation

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_R = P_{\max} \times \frac{Q_{\max \cdot j}}{100} \quad (\text{II.1})$$

Où :

V_R : Volume de régulation du réservoir (m^3)

$Q_{\max \cdot j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)

P_{\max} : Résidu maximum dans le réservoir (%)

II.3.2. Détermination de P_{\max}

La valeur de P_{\max} , se détermine comme suit :

- Calcul du coefficient de variation maximal horaire $K_{\max \cdot h}$, on l'a déjà calculé au chapitre I $K_{\max \cdot h} = 1.57$.
- Se rapprocher d'un $K_{\max \cdot h}$ normal du tableau de distribution du débit journalier sur les heures du jour (annexe 1).
- Répartition du débit pompé, qui se fait sur 8h pour le refoulement et l'adduction gravitaire.
- Calcul de la différence entre l'apport et le débit de consommation, si l'apport est supérieur à la consommation pour une heure donné, cela indique un surplus, dans le cas contraire on notera un déficit.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée P_{\max} sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\max} \% = \left| \Delta V^+ \max \right| + \left| \Delta V^- \max \right| \quad (\text{II.2})$$

II.3.3. Volume total du réservoir

Il est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_R + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.3})$$

Où :

V_T : volume total du réservoir.

V_R : Volume de régulation du réservoir (m^3).

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie, il est de 120 m^3 .

II.4. Calcul de la capacité des réservoirs

II.4.1. Capacité de la bâche 1

La station de reprise SR1, assure le relie des eaux provenant des 2 forages, pour les refouler vers la SR2. Pour le bon fonctionnement de la SR1, la présence d'une bâche de stockage est nécessaire. Leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 d'heure).

$$V_{SR} = \frac{Q_{\max.j} \times T_f}{t_p} \quad (\text{II.4})$$

Où :

V_{SR} : Volume de station de reprise (m^3)

$Q_{\max.j}$: Débit entrant à la station (m^3/j)

T_f : temps de fermeture des vannes (1/4 h)

t_p : temps de pompage (16 h).

$$V_{SR} = (1565,56 \times 0,25) / 16$$

$$V_{SR} = 24,46 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée du réservoir est 50 m^3 . Vu que la bâche existante est de capacité de 200 m^3 , donc on garde la bâche existante.

II.4.2. Capacité de SR2

La SR2, reçoit les eaux provenant de la SR1 pour les refouler vers R1. Le dimensionnement d'une bâche de stockage sera nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 d'heure).d'après (II.4) :

$$V_{SR} = (1565,56 \times 0,25) / 16$$

$$V_{SR} = 24,46 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée du réservoir est de 50 m^3 . Vu que la bâche existante est de capacité de 200 m^3 , donc on garde la bâche existante.

II.4.3. Capacité de réservoir 1 (R1)

Ce réservoir assure le stockage des différents apports, à savoir, le champ captant (les 2 forages) avec un débit de $18,12 \text{ l/s}$, le piquage provenant de barrage de TAKSEPET avec un débit de $16,20 \text{ l/s}$ et les eaux de la station de dessalement d'eau de mer (SDEM) avec un apport de $17,37 \text{ l/s}$, ce qui fait un apport total de $51,69 \text{ l/s}$. Pour alimenter le R2 et assurer la distribution vers Oued-Nechema, une localité de 258 habitants, un $k_{\max.h}$ de 2,6 et une demande en eau estimé à $0,77 \text{ l/s}$.

Tableau (II.1) : Dimensionnement de réservoir R1

Heure	Apport				Sortie			Bilan		
	Forage	SDEM	Barrage	TOTAL	Distribution	Adduction	TOTAL	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	2,19	-	-	2,19	0,01	4,93	4,93	-	-2,74	-2,74
01-02	2,19	-	-	2,19	0,01	4,93	4,93	-	-2,74	-5,49
02-03	2,19	-	-	2,19	0,02	4,93	4,94	-	-2,75	-8,24
03-04	2,19	-	-	2,19	0,03	4,93	4,96	-	-2,76	-11,00
04-05	2,19	-	1,567	3,76	0,05	4,93	4,98	-	-1,22	-12,22
05-06	2,19	-	1,567	3,76	0,05	4,93	4,98	-	-1,22	-13,44
06-07	2,19	-	1,567	3,76	0,07	4,93	4,99	-	-1,23	-14,68
07-08	2,19	-	1,567	3,76	0,15	4,93	5,08	-	-1,32	-15,99
08-09	2,19	2,1	1,567	5,86	0,13	4,93	5,06	0,80	-	-15,19
09-10	2,19	2,1	1,567	5,86	0,10	4,93	5,02	0,84	-	-14,36
10-11	2,19	2,1	1,567	5,86	0,06	4,93	4,99	0,87	-	-13,49
11-12	2,19	2,1	1,567	5,86	0,06	4,93	4,99	0,87	-	-12,61
12-13	2,19	2,1	1,567	5,86	0,05	4,93	4,98	0,88	-	-11,73
13-14	2,19	2,1	1,567	5,86	0,05	4,93	4,98	0,88	-	-10,85
14-15	2,19	2,1	1,567	5,86	0,07	4,93	5,00	0,86	-	-9,99
15-16	2,19	2,1	1,567	5,86	0,09	4,93	5,02	0,84	-	-9,15
16-17	-	2,1	1,567	3,67	0,15	4,93	5,08	-	-1,41	-10,56
17-18	-	2,1	1,567	3,67	0,14	4,93	5,07	-	-1,40	-11,96
18-19	-	2,1	1,567	3,67	0,11	4,93	5,03	-	-1,37	-13,33
19-20	-	2,1	1,567	3,67	0,02	4,93	4,95	-	-1,28	-14,61
20-21	-	2,1	1,567	3,67	0,02	-	0,02	3,64	-	-10,97
21-22	-	2,1	1,567	3,67	0,01	-	0,01	3,65	-	-7,32
22-23	-	2,1	1,567	3,67	0,01	-	0,01	3,66	-	-3,66
23-24	-	2,1	1,567	3,67	0,01	-	0,01	3,66	-	0,00
Total	35,06	33,6	31,34	100,00	1,49	98,51	100,00	-	-	-

$$P_{\max} \% = \left| \Delta V^+ \max \right| + \left| \Delta V^- \max \right| = \mathbf{15,99 \%}$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 15,99 \times \frac{4466,01}{100} = 714,11 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total de réservoir : } V_T = 714,11 + 120 = 834,34 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir est de 850 m³, alors que le réservoir existant est d'une capacité de 500 m³, il est nécessaire de projeter un réservoir de 350 m³.

II.4.3.1. Détermination du diamètre et de la hauteur d'incendie

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, on prend h = 4 m.

On a:

$$V_n = S \times h = \frac{\pi \times D_r^2 \times h}{4} \Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{V_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{350}{3.14}} \quad D_r = 10,55 \text{ m}$$

$$V_{\text{inc}} = S \times h_{\text{inc}} = \frac{\pi \times D_r^2 \times h_{\text{inc}}}{4} \Rightarrow h_{\text{inc}} = \sqrt{\frac{V_{\text{inc}} \times 4}{\pi \times D_r^2}} = \sqrt{\frac{120 \times 4}{3.14 \times 10,55^2}} = 1 \text{ m}$$

II.4.4. Capacité de réservoir 2 (R2)

Ce réservoir est un relie entre le R1 et le R3, il assure aussi la distribution de Mechacheka.

Tableau (II.2) : Dimensionnement de réservoir R2

Heure	APPORT	Sortie			Bilan		
		Distribution	Adduction	TOTAL	surplus	Déficit	Résidu
00-01	5	0,01	-	0,01	4,99	-	4,99
01-02	5	0,01	-	0,01	4,99	-	9,97
02-03	5	0,03	-	0,03	4,97	-	14,95
03-04	5	0,04	-	0,04	4,96	-	19,91
04-05	5	0,07	4,89	4,97	0,03	-	19,94
05-06	5	0,07	4,89	4,97	0,03	-	19,97
06-07	5	0,10	4,89	4,99	0,01	-	19,98
07-08	5	0,22	4,89	5,11	-	-0,11	19,87
08-09	5	0,19	4,89	5,08	-	-0,08	19,79
09-10	5	0,14	4,89	5,03	-	-0,03	19,76
10-11	5	0,09	4,89	4,98	0,02	-	19,78
11-12	5	0,09	4,89	4,98	0,02	-	19,80
12-13	5	0,07	4,89	4,97	0,03	-	19,83
13-14	5	0,07	4,89	4,97	0,03	-	19,86
14-15	5	0,10	4,89	4,99	0,01	-	19,87
15-16	5	0,13	4,89	5,03	-	-0,03	19,84
16-17	5	0,22	4,89	5,11	-	-0,11	19,73
17-18	5	0,20	4,89	5,09	-	-0,09	19,63
18-19	5	0,15	4,89	5,05	-	-0,05	19,58
19-20	5	0,03	4,89	4,93	0,07	-	19,66
20-21	-	0,03	4,89	4,93	-	-4,93	14,73
21-22	-	0,02	4,89	4,92	-	-4,92	9,81
22-23	-	0,01	4,89	4,91	-	-4,91	4,91
23-24	-	0,01	4,89	4,91	-	-4,91	0,00
Total	100	2,12	97,88	100	-	-	-

$$P_{\max} \% = \left| \Delta V^+ \max \right| + \left| \Delta V^- \max \right| = \mathbf{19,98 \%}$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 19,98 \times \frac{4399,48}{100} = 879,02 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total de réservoir : } V_T = 879,02 + 120 = 992,02 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir est de 1000 m³, alors que le réservoir existant est d'une capacité de 500 m³, d'où nécessité de projeté un réservoir de 500 m³.

II.4.3.2. Détermination du diamètre et de la hauteur d'incendie

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, on prend h = 4 m

On a:

$$V_n = S \times h = \frac{\pi \times D_r^2 \times h}{4} \Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{V_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{500}{3.14}} \quad D_r = 12,62 \text{ m}$$

$$V_{\text{inc}} = S \times h_{\text{inc}} = \frac{\pi \times D_r^2 \times h_{\text{inc}}}{4} \Rightarrow h_{\text{inc}} = \sqrt{\frac{V_{\text{inc}} \times 4}{\pi \times D_r^2}} = \sqrt{\frac{120 \times 4}{3.14 \times 12,62^2}} \quad h_{\text{inc}} = 1\text{m}$$

II.4.5. Capacité de réservoir 3 (R3)

Le réservoir R3, assure la distribution durant 24h/24h de Bahlil et le refoulement vers le R4 sur une durée de 20h/24h.

Tableau (II.3) : Dimensionnement de réservoir R3

Heur	Apport	Sortie			Bilan		
		Distribution	Adduction	TOTAL	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	-	0,03	4,73	4,76	-	-4,76	-4,76
01-02	-	0,03	4,73	4,76	-	-4,76	-9,52
02-03	-	0,06	4,73	4,79	-	-4,79	-14,32
03-04	-	0,11	4,73	4,84	-	-4,84	-19,16
04-05	5,00	0,19	4,73	4,92	0,08	-	-19,08
05-06	5,00	0,19	4,73	4,92	0,08	-	-19,00
06-07	5,00	0,24	4,73	4,97	0,03	-	-18,97
07-08	5,00	0,55	4,73	5,28	-	-0,28	-19,25
08-09	5,00	0,48	4,73	5,21	-	-0,21	-19,45
09-10	5,00	0,35	4,73	5,08	-	-0,08	-19,54
10-11	5,00	0,22	4,73	4,95	0,05	-	-19,49
11-12	5,00	0,22	4,73	4,95	0,05	-	-19,44
12-13	5,00	0,19	4,73	4,92	0,08	-	-19,36
13-14	5,00	0,19	4,73	4,92	0,08	-	-19,28
14-15	5,00	0,25	4,73	4,98	0,02	-	-19,26
15-16	5,00	0,33	4,73	5,06	-	-0,06	-19,33
16-17	5,00	0,56	4,73	5,29	-	-0,29	-19,62
17-18	5,00	0,51	4,73	5,24	-	-0,24	-19,85
18-19	5,00	0,39	4,73	5,12	-	-0,12	-19,98
19-20	5,00	0,09	4,73	4,82	0,18	-	-19,79
20-21	5,00	0,09	-	0,09	4,91	-	-14,88
21-22	5,00	0,05	-	0,05	4,95	-	-9,94
22-23	5,00	0,03	-	0,03	4,97	-	-4,97
23-24	5,00	0,03	-	0,03	4,97	-	0,00
Total	100	5,4	94,6	100	-	-	-

$$P_{\text{max}} \% = \left| \Delta V^+ \text{ max} \right| + \left| \Delta V^- \text{ max} \right| = \mathbf{19,98 \%}$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 19,98 \times \frac{4306,17}{100} = 860,37 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total de réservoir : } V_T = 860,37 + 120 = 980,37 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir est de 1000 m³. Etant donné que le réservoir existant est un réservoir de 500 m³, il est nécessaire de projeté un nouveau réservoir de capacité de 500 m³.

II.4.3.3. Détermination du diamètre et de la hauteur d'incendie

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, on prend $h = 4$ m

$$V_n = S \times h = \frac{\pi \times D_r^2 \times h}{4} \Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{V_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{500}{3.14}} \quad D_r = 12,62 \text{ m}$$

$$V_{inc} = S \times h_{inc} = \frac{\pi \times D_r^2 \times h_{inc}}{4} \Rightarrow h_{inc} = \sqrt{\frac{V_{inc} \times 4}{\pi \times D_r^2}} = \sqrt{\frac{120 \times 4}{3.14 \times 12,62^2}} \quad h_{inc} = 1 \text{ m}$$

II.4.6. Capacité de réservoir 4 (R4)

Le réservoir R4, assure la distribution de Boumâati durant 24h/24h, l'adduction gravitaire vers le R5 et par refoulement pour R6.

Tableau (II.4) : Dimensionnement de réservoir R4

Heur	Apport	Sortie				Bilan		
		Distribution	Vers R5	Vers R6	TOTAL	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	5,00	0,06	-	3,12	3,18	1,82	-	1,82
01-02	5,00	0,06	-	3,12	3,18	1,82	-	3,64
02-03	5,00	0,06	-	3,12	3,18	1,82	-	5,46
03-04	5,00	0,07	-	3,12	3,19	1,81	-	7,28
04-05	5,00	0,19	1,52	3,12	4,83	0,17	-	7,44
05-06	5,00	0,34	1,52	3,12	4,98	0,02	-	7,46
06-07	5,00	0,38	1,52	3,12	5,03	-	-0,03	7,44
07-08	5,00	0,42	1,52	3,12	5,06	-	-0,06	7,38
08-09	5,00	0,32	1,52	3,12	4,96	0,04	-	7,41
09-10	5,00	0,30	1,52	3,12	4,94	0,06	-	7,47
10-11	5,00	0,39	1,52	3,12	5,04	-	-0,04	7,43
11-12	5,00	0,54	1,52	3,12	5,18	-	-0,18	7,25
12-13	5,00	0,57	1,52	3,12	5,21	-	-0,21	7,05
13-14	5,00	0,46	1,52	3,12	5,10	-	-0,10	6,95
14-15	5,00	0,37	1,52	3,12	5,01	-	-0,01	6,93
15-16	5,00	0,34	1,52	3,12	4,99	0,01	-	6,95
16-17	5,00	0,29	1,52	3,12	4,93	0,07	-	7,02
17-18	5,00	0,32	1,52	3,12	4,96	0,04	-	7,06
18-19	5,00	0,45	1,52	3,12	5,09	-	-0,09	6,97
19-20	5,00	0,41	1,52	3,12	5,05	-	-0,05	6,92
20-21	-	0,39	1,52	-	1,92	-	-1,92	5,00
21-22	-	0,22	1,52	-	1,74	-	-1,74	3,26
22-23	-	0,14	1,52	-	1,67	-	-1,67	1,60
23-24	-	0,07	1,52	-	1,60	-	-1,60	0,00
Total	100	7,18	29,47	62,35	100,00	-	-	-

$$P_{\max} \% = \left| \Delta V^+ \max \right| + \left| \Delta V^- \max \right| = 7,47 \%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 7,47 \times \frac{4073,76}{100} = 304,30 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total de réservoir : } V_T = 304,30 + 120 = 424,31 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé nécessaire pour ce réservoir est de 500 m³, étant donné qu'un réservoir de 250 m³ est déjà existant, il sera nécessaire de projeté un réservoir de 250 m³.

II.4.3.4. Détermination du diamètre et de la hauteur d'incendie

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, on prend h = 4 m. On a :

$$V_n = S \times h = \frac{\pi \times D_r^2 \times h}{4} \Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{V_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{250}{3.14}} \quad D_r = 8,92 \text{ m}$$

$$V_{inc} = S \times h_{inc} = \frac{\pi \times D_r^2 \times h_{inc}}{4} \Rightarrow h_{inc} = \sqrt{\frac{V_{inc} \times 4}{\pi \times D_r^2}} = \sqrt{\frac{120 \times 4}{3.14 \times 8,92^2}} \quad h_{inc} = 2 \text{ m}$$

II.4.7. Capacité de réservoir 5(R5)

Le R5 assure la distribution vers Afir, Thala-Arous, Thala-Ayache et Ihmeden, durant 24h/24h.

Tableau (II.5) : Dimensionnement de réservoir R5

Heur	Apport	Sortie	Bilan		
		Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	-	0,90	-	-0,90	-0,90
01-02	-	0,90	-	-0,90	-1,80
02-03	-	0,90	-	-0,90	-2,70
03-04	-	1,00	-	-1,00	-3,70
04-05	5,00	1,35	3,65	-	-0,05
05-06	5,00	3,85	1,15	-	1,10
06-07	5,00	5,20	-	-0,20	0,90
07-08	5,00	6,20	-	-1,20	-0,30
08-09	5,00	5,50	-	-0,50	-0,80
09-10	5,00	5,85	-	-0,85	-1,65
10-11	5,00	5,00	0,00	-	-1,65
11-12	5,00	6,50	-	-1,50	-3,15
12-13	5,00	7,50	-	-2,50	-5,65
13-14	5,00	6,70	-	-1,70	-7,35
14-15	5,00	5,35	-	-0,35	-7,70
15-16	5,00	4,65	0,35	-	-7,35
16-17	5,00	4,50	0,50	-	-6,85
17-18	5,00	5,50	-	-0,50	-7,35
18-19	5,00	6,30	-	-1,30	-8,65
19-20	5,00	5,35	-	-0,35	-9,00
20-21	5,00	5,00	0,00	-	-9,00
21-22	5,00	3,00	2,00	-	-7,00
22-23	5,00	2,00	3,00	-	-4,00
23-24	5,00	1,00	4,00	-	0,00
Total	100	100	-	-	-

$$P \text{ max\%} = |\Delta V^+ \text{ max}| + |\Delta V^- \text{ max}| = 9,90 \%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 9,90 \times \frac{4073,76}{100} = 403,30 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total de réservoir : } V_T = 403,30 + 120 = 523,31 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé nécessaire pour ce réservoir est de 500 m^3 , étant donné qu'un réservoir de 300 m^3 est déjà existant, il sera nécessaire de projeté un réservoir de 250 m^3 .

II.4.3.5. Détermination du diamètre et de la hauteur d'incendie

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, on prend $h = 4 \text{ m}$. On a :

$$V_n = S \times h = \frac{\pi \times D_r^2 \times h}{4} \Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{V_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{250}{3.14}} \quad D_r = 8,92 \text{ m}$$

$$V_{\text{inc}} = S \times h_{\text{inc}} = \frac{\pi \times D_r^2 \times h_{\text{inc}}}{4} \Rightarrow h_{\text{inc}} = \sqrt{\frac{V_{\text{inc}} \times 4}{\pi \times D_r^2}} = \sqrt{\frac{120 \times 4}{3.14 \times 8,92^2}} \quad h_{\text{inc}} = 1,38 \text{ m}$$

II.4.8. Capacité de réservoir 6 (R6)

Le R6, c'est un réservoir qui assure la distribution Boumâati haute, Iwelaichen et Ighil-Zerga durant 24h/24h.

Tableau (II.6) : Dimensionnement de réservoir R6

Heur	Apport	Sortie	Bilan		
		Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	5,00	0,60	4,40	-	4,40
01-02	5,00	0,60	4,40	-	8,80
02-03	5,00	1,20	3,80	-	12,60
03-04	5,00	2,00	3,00	-	15,60
04-05	5,00	3,50	1,50	-	17,10
05-06	5,00	3,50	1,50	-	18,60
06-07	5,00	4,50	0,50	-	19,10
07-08	5,00	10,20	-	-5,20	13,90
08-09	5,00	8,80	-	-3,80	10,10
09-10	5,00	6,50	-	-1,50	8,60
10-11	5,00	4,10	0,90	-	9,50
11-12	5,00	4,10	0,90	-	10,40
12-13	5,00	3,50	1,50	-	11,90
13-14	5,00	3,50	1,50	-	13,40
14-15	5,00	4,70	0,30	-	13,70
15-16	5,00	6,20	-	-1,20	12,50
16-17	5,00	10,40	-	-5,40	7,10
17-18	5,00	9,40	-	-4,40	2,70
18-19	5,00	7,30	-	-2,30	0,40

Tableau (II.7) Suite : Dimensionnement de réservoir R6

19-20	5,00	1,60	3,40	-	3,80
20-21	-	1,60	-	-1,60	2,20
21-22	-	1,00	-	-1,00	1,20
22-23	-	0,60	-	-0,60	0,60
23-24	-	0,60	-	-0,60	0,00
Total	100	100	-	-	-

$$P \text{ max\%} = |\Delta V^+ \text{ max}| + |\Delta V^- \text{ max}| = 19,10 \%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 19,10 \times \frac{292,03}{100} = 55,78 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total de réservoir : } V_T = 55,78 + 120 = 175,78 \text{ m}^3$$

La capacité normalisé du réservoir sera de 200 m³, sachant que un réservoir de 50 m³, d'où il est nécessaire de projeté un réservoir de 150 m³.

II.4.3.6. Détermination du diamètre et de la hauteur d'incendie

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, on prend h = 4 m

On a:

$$V_n = S \times h = \frac{\pi \times D_r^2 \times h}{4} \Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{V_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{150}{3.14}} \quad D_r = 6,91 \text{ m}$$

$$V_{\text{inc}} = S \times h_{\text{inc}} = \frac{\pi \times D_r^2 \times h_{\text{inc}}}{4} \Rightarrow h_{\text{inc}} = \sqrt{\frac{V_{\text{inc}} \times 4}{\pi \times D_r^2}} = \sqrt{\frac{120 \times 4}{3.14 \times 6,91^2}} \quad h_{\text{inc}} = 1,79 \text{ m}$$

II.5. Conclusion

Après avoir effectué tous les calculs de dimensionnement des ouvrages de stockage, il s'est avéré essentiel de projeté des réservoirs supplémentaire, qui seront jumelé avec les réservoirs existants, (Planche N°01) à savoir :

Un réservoir de 350m³, à côté de R1.

Un réservoir de 500m³, à côté de R2.

Un réservoir de 500m³, à côté de R3.

Un réservoir de 250m³, à côté de R4.

Un réservoir de 200m³, à côté de R5.

Un réservoir de 150m³, à côté de R6.

Après le dimensionnement final des réservoirs, il est essentiel de dimensionner les conduites transportant l'eau entre ces réservoirs. Le dimensionnement des conduites sera l'objet de chapitre suivant

III.1. Introduction

Le transport de l'eau entre un point et un autre, peut paraître simple. Toutefois, le choix de l'agencement technico-économique optimal pour une conduite d'adduction n'est pas une tâche facile, tel que le choix de tracé et le type de matériaux des conduites.

III.2. Choix de tracé

Le choix de tracé a un apport important dans le dimensionnement des conduites d'adduction. Afin, d'établir un bon schéma d'adduction il est conseillé de :

- Chercher le profil en long le plus régulier de façon à obtenir le tracé le plus directe et le plus court possible entre la source et le réservoir d'accumulation, raccordés par des courbes très ouvertes afin de réduire les frais d'investissement.
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air, et le profil sera étudié de façon que celui-ci puisse être évacué facilement car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide. [3]

III.3. Choix de type des conduites

Les critères à respecter pour faire le choix du type des conduites sont [4] :

- Prix d'achat.
- La pression à supporter.
- Disponibilité sur le marché.
- La durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- La nature du terrain.
- La longueur des conduites.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur les conduites en Fonte vu les avantages qu'il présente :

- Bonnes propriétés hydrauliques (coefficient de rugosité très faibles).
- Insensible aux mouvements de terrain.
- Résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique.
- Fiable au niveau de branchements, pas de fuites
- Longue durabilité (50 ans à 20°C).

III.4. Description du schéma d'adduction

L'alimentation en eau de la commune d'afir et les localités avoisinantes, se fera à partir, de deux forage, qui se situe à une côte de 12 m, qui refoule un débit de 18,12 l/s vers la station de reprise 1. De son tour elle refoule vers la station de reprise 2, ou cette dernière, refoule vers le R1 qui alimenté par la SR2 et le piquage de la station de dessalement et le piquage du barrage.

Par la suite vers le réservoir de Mechacheka qui assure une adduction gravitaire vers le réservoir de Bahlil à une côte de 356.2 m, ou ce dernier, va refouler à son tour vers le réservoir de Boumâati, qui assure l'adduction gravitaire vers le réservoir de Thala Arous et le refoulement vers le réservoir d'Iwelaichen (Planches 1 et 2).

III.5. Diamètre économique

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont les suivantes :

$$\text{➤ Formule de BONNIN : } D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.1})$$

$$\text{➤ Formule de BRESS : } D_{\text{BRESS}} = 1.5 \sqrt{Q} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.2})$$

Où :

D_{BONNIN} , D_{BRESS} : diamètre de la conduite (m)

Q : débit transitant dans le tronçon (m^3/s)

On choisira le diamètre le plus économique, ce diamètre sera compris entre un D_{max} et un D_{min} .

III.6. Vitesse d'écoulement

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.3})$$

Où :

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m^2/s).

Q : débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

D : diamètre de la conduite (m).

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

III.7. Pertes de charge

La perte de charge est une perte de pression irréversible que subit un liquide lors de son passage dans une canalisation car la perte de charge est transformée en chaleur ou bruits que l'on ne sait pas retransformer en pression et cela sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. [8]

Elles se présentent sous formes :

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

III.7.1. Pertes de charge linéaire (H_l)

Les Pertes de Charge linéaire représentent les pertes d'énergies dues aux frottements du fluide dans une conduite de section constante. [8]

On définit la perte de charge linéaire H_l (m) par l'expression suivante :

$$\text{(Formule de Darcy Weisbach) : } H_l = J \times L = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \times L \quad (\text{III.4})$$

Où :

H_l : Pertes de charge linéaire (m).

J : perte de charge en mètre par mètre de conduite.

L : longueur du tronçon considéré.

λ : le coefficient de perte de charge, qui dépend de la rugosité relative (K/D) et du régime d'écoulement. (Annexe 2)

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

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

D : diamètre choisi (m).

Tableau (III.1) : Formule de calcul du coefficient de perte de charge

Formule de COLEBROOK	valeur initiale de λ formule de NIKURADZE
$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right]$	$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K}{D} \right)^{-2}$

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.5})$$

Où :

K : rugosité absolue de la conduite.

ν : viscosité cinématique de l'eau, elle est donnée par la formule de stocks

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 t + 0.000221 t^2)} [\text{Stocks}] \quad (\text{III.6})$$

Sa valeur est de $10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$ pour une température de 20°C

III.7.2. Les pertes de charge singulières (H_s)

Les pertes de charges singulières sont des pertes de pression provoquées par le passage de l'eau dans des obstacles comme des vannes, raccords, élargissement, sortie de réservoir. Elles sont estimées à 12% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

$$H_s = 0.12 \times H_l \quad (\text{III.7})$$

H_s : perte de charge singulière (m)

H_l : perte de charge linéaire (m)

III.7.3. Les pertes de charge totales (H_T)

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charges linéaire et singulières.

$$H_T = H_l + H_s = 1.12 \times H_l \quad (\text{III.8})$$

III.8. Hauteur manométrique totale (HMT)

Elle est calculée comme suit :

$$\text{HMT} = H_g + H_T \quad (\text{III.9})$$

Où :

H_g : hauteur géométrique (m).

H_T : pertes de charge totales (m).

III.9. Puissance absorbée par la pompe

Elle s'exprime par la relation suivante :

$$P_a = \frac{9.81 \times Q \times HMT}{\eta} \quad (\text{III.10})$$

Où :

P_a : puissance absorbée par la pompe (kW).

Q : débit à transiter (m^3/s).

HMT : hauteur manométrique total (m).

η : rendement de la pompe. ($\eta = 70\%$)

III.10. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par cette formule :

$$E = P_a \times t_p \times 365 \quad (\text{III.11})$$

Où :

E : énergie consommée par la pompe (Kwh).

P_a : puissance absorbée par la pompe (kw).

t_p : temps de pompage (h).

III.11. Frais d'exploitation

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E \times p \quad (\text{III.12})$$

Où :

F_{exp} : frais d'exploitation (Da).

E : énergie consommée par la pompe (Kwh).

p : prix d'un Kwh ($p = 4.179 \text{ Da/kwh}$).

III.12. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.13})$$

Où :

F_{am} : frais d'amortissement (Da).

P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml). (Annexe 3)

L : longueur de la conduite (m).

$$A : \text{amortissement annuel} : \quad A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.14})$$

Où :

i : taux d'intérêt annuel (annuité). $i=8\%$.

n : nombre d'année d'amortissement. $n = 30 \text{ ans}$

Donc $A = 0.089$

➤ Calcul du débit véhiculé dans les tronçons

Tableau (III.2) : Calcul du débit véhiculé

Réservoirs	Q (m ³ /j)	Q (l/s)
F1-PC	747,23	8,64
F2-PC	818,31	9,48
PC-SR1	1565,56	18,12
SR1-SR2	1565,56	18,12
SR2-R1	1565,56	18,12
R1-R2	4399,48	61,10
R2-R3	4306,17	59,81
SR3-R4	4073,76	56,59
R4-R5	2540,16	35,29
SR4-R6	292,03	4,05

III.13. Choix des diamètres**III.13.1. Tronçon 1 : F1-PC**

On a :

- $Q = 0.00864 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 822 \text{ m}$.
- $H_g = 184 \text{ m}$.
- $D_{\text{BONNIN}} = 0,092 \text{ m}$.
- $D_{\text{BRESS}} = 0,139 \text{ m}$.

Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.100m, 0.125m, 0.150m.

A. Calcul de HMT

Tableau (III.3) : Calcul de la HMT (Tronçon 1)

D_i (m)	V (m/s)	$J_{\text{F1-PC}}$ (m/m)	$L_{\text{F1-PC}}$ (m)	$J_{\text{PC-SR1}}$ (m/m)	L (m)	H_T (m)	H_g (m)	HMT (m)
0.100	1,198	0,023	822	0,0026	2186	29,51	184	213,51
0.125	0,738	0,007				13,72		197,72
0.150	0,274	0,003				9,78		193,78

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 1)

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	$F \text{ exp}$ (Da)
0,100	25,8525	150978,73	4,67	705070,68
0,125	23,8534	139304,06	4,67	650549,97
0,150	23,4635	137027,11	4,67	639916,62

C. Calcul des frais d'amortissement

Tableau (III.5) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 1)

D (m)	Pu (Da/ml)	L (m)	A	Frais amorti (Da)
0,100	1 876,24	822	0.089	136995,82
0,125	2 200,80	822	0.089	160693,94
0,150	4 385,78	822	0.089	320232,77

D. Calcul de bilan

Tableau (III.6) : Calcul de bilan (Tronçon 1)

Diamètre	0,100	0,125	0,150
Frais exp,(Da)	705070,69	650549,97	639916,61
Frais amts,(Da)	136995,82	160693,94	320232,77
Bilan (Da)	842066,51	811243,92	960149,39

Après avoir établie le bilan, le diamètre le plus rentable est le D125 mm, en fonte ductile. du point d' vue technico-économique.

III.13.2. Tronçon 2 : F2-PC

On a :

- $Q = 0.0094 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 1120 \text{ m}$.
- $H_g = 169 \text{ m}$.
- $D_{\text{BONNIN}} = 0,096\text{m}$.
- $D_{\text{BRESS}} = 0,145\text{m}$.

Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.100m, 0.125m, 0.150m.

A. Calcul de HMT

Tableau (III.7) : Calcul de la HMT (Tronçon 2)

D_i (m)	V (m/s)	J_{F1-PC} (m/m)	L_{F1-PC} (m)	J_{PC-SR1} (m/m)	L (m)	H_T (m)	H_g (m)	HMT (m)
0.100	1,197	0,027	1120	0,0026	2186	43,10	169	227,10
0.125	0,766	0,008				17,57		201,57
0.150	0,532	0,003				10,85		194,85

Remarque : pour le dimensionnement de ce tronçons, la hauteur géométrique et les pertes de charges jusqu'à la bache situé à la station de reprise SR1.

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 2)**

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F exp (Da)
0,100	29,917	174714,44	4,67	815916,44
0,125	26,554	155073,49	4,67	724193,20
0,150	25,668	149903,61	4,67	700049,84

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.9) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 2)**

D (m)	Pu (Da/ml)	L (m)	A	Frais amorti (Da)
0,100	1 876,24	822	0.089	136995,82
0,125	2 200,80	822	0.089	160693,94
0,150	4 385,78	822	0.089	320232,77

D. Calcul de bilan**Tableau (III.10) : Calcul de bilan (Tronçon 2)**

Diamètre	0,100	0,125	0,150
Frais exp,(Da)	815916,49	724193,20	700049,84
Frais amts,(Da)	186660,97	218950,39	436326,89
Bilan (Da)	1002577,41	943143,59	1136376,73

Après avoir établie le bilan, le diamètre le plus rentable est le D125 mm en fonte ductile, du point d' vue technico-économique.

III.13.3. Tronçon 3 : PC-SR1

On a :

- $Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 2186 \text{ m}$.
- $H_g = 83.10 \text{ m}$.
- $D_{\text{BONNIN}} = 0.134 \text{ m}$.
- $D_{\text{BRESS}} = 0.202 \text{ m}$.
- Les diamètres normalisés à retenir seront : 150 mm, 200 mm, 250 mm.

A. Calcul de HMT**Tableau (III.11) : Calcul de la HMT (Tronçon 3)**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_T	H_g	HMT
0.150	1,019	152866,2420	0,0327	0,0115	30,2452	83,1	113,35
0.200	0,573	114649,6815	0,0303	0,0025	6,6571	83,1	89,76
0.250	0,367	91719,7452	0,0288	0,0008	2,0745	83,1	85,17

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.12) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 3)**

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F exp (Da)
0,150	28,592126	166978,02	4,67	779787,33
0,200	22,641871	132228,53	4,67	617507,23
0,250	21,485877	125477,52	4,67	585980,03

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.13) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 3)**

D (m)	Pu (Da/ml)	L (m)	A	Frais amorti (Da)
0,150	4385,79	2186	0.089	851616,36
0,200	5 235,19	2186	0.089	1016553,01
0,250	6 783,05	2186	0.089	1317111,58

D. Calcul de bilan**Tableau (III.14) : Calcul de bilan (Tronçon 3)**

Diamètre	0,150	0,200	0,250
Frais exp,(Da)	779787,331	617507,227	585980,028
Frais amts,(Da)	851618,533	1016552,28	1317110,74
Bilan (Da)	1631405,86	1634059,51	1903090,76

Après avoir établie le bilan, le diamètre le plus rentable est le 200 mm du point de vue économique, et technique avec une vitesse raisonnable de 0,573 m/s et une HMT de 89,76 m.

III.13.4. Tronçon 4 : SR1- SR2

On a :

- $Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 1720 \text{ m}$.
- $H_g = 190 \text{ m}$.
- $D_{\text{BONNIN}} = 0.134 \text{ m}$.
- $D_{\text{BRESS}} = 0.202 \text{ m}$.
- Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.150m, 0.200m, 0.250m.

A. Calcul de HMT**Tableau (III.15) : Calcul de la HMT (Tronçon 4)**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_r	H_g	HMT
0.150	1,026	153885,3503	0,0327	0,0117	24,11	190	214,11
0.200	0,577	115414,0127	0,0303	0,0026	5,31	190	195,31
0.250	0,369	92331,2102	0,0288	0,0008	1,65	190	191,65

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.16) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 4)**

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F exp (Da)
0,150	54,373	317535,71	4,67	1482891,79
0,200	49,596	289642,1	4,67	1352628,59
0,250	48,668	284223,12	4,67	1327321,98

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.17) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 4)**

D (m)	Pu (Da/ml)	L (m)	A	Frais amorti (Da)
0,150	4385,79	1720	0.089	670073,25
0,200	5 235,19	1720	0.089	799849,58
0,250	6 783,05	1720	0.089	1036336,65

D. Calcul de bilan**Tableau (III.18) : Calcul de bilan (Tronçon 4)**

Diamètre	0,150	0,200	0,250
Frais exp,(Da)	1482891,79	1352628,59	1327321,98
Frais amts,(Da)	670073,253	799849,58	1036336,65
Bilan (Da)	2152965,04	2152478,17	2363658,64

Pour ce tronçons, le diamètre le plus rentable est le 200 mm de fait que son cout est le moins chère par apport aux caractéristiques technique qu'il présente, à savoir une vitesse acceptable de 0,577 m/s et une HMT de 195,31 m.

III.13.5. Tronçon 5 : SR2- R1

On a :

- $Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 2338 \text{ m}$.
- $H_g = 193,8 \text{ m}$.
- $D_{\text{BONNIN}} = 0.134 \text{ m}$.
- $D_{\text{BRESS}} = 0.202 \text{ m}$.
- Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.150m, 0.200m, 250m.

A. Calcul de HMT**Tableau (III.19) : Calcul de la HMT (Tronçon 5)**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_T	H_g	HMT
0,150	1,026	153885,3503	0,0327	0,0117	32,78	193,8	226,58
0,200	0,577	115414,0127	0,0303	0,0026	7,22	193,8	201,02
0,250	0,369	92331,2102	0,0288	0,0008	2,25	193,8	196,05

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.20) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 5)**

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F exp (Da)
0,150	57,537	336014,96	4,67	1569189,86
0,200	51,046	298106,76	4,67	1392158,56
0,250	49,784	290739,49	4,67	1357753,44

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.21) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 5)**

D (m)	Pu (Da/ml)	L (m)	A	Frais amorti (Da)
0,150	4385,79	2338	0.089	910834,46
0,200	5235,19	2338	0.089	1087236,61
0,250	6783,05	2338	0.089	1408693,92

D. Calcul de bilan**Tableau (III.22) : Calcul de bilan (Tronçon 5)**

Diamètre	0,150	0,200	0,250
Frais exp,(Da)	1569189,86	1392158,56	1357753,44
Frais amts,(Da)	910834,461	1087236,61	1408693,92
Bilan (Da)	2480024,32	2479395,17	2766447,35

D'après le bilan obtenu à partir de tableau (III.22), le diamètre qui présente le cout le moins chère est le 200 mm, avec une vitesse acceptable 0,577 m/s et une HMT de 201,02 m, tel qu'il est indiqué dans le tableau (III.19).

III.13.6. Tronçon 6 : R1- R2

On a :

- $Q = 0.0611 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 2115 \text{ m}$.
- $H_g = 88,8 \text{ m}$.
- $D_{\min} = 0.197 \text{ m}$.
- $D_{\max} = 0.395 \text{ m}$.
- Les diamètres normalisés à retenir seront : 0.250m, 0.300m, 0.350m.

A. Calcul de la hauteur demandé H_D **Tableau (III.23) : Calcul de la H_D (Tronçon 6)**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_r	H_D
0,250	1,245	311337,5796	0,0280	0,0088	22,43	88,8
0,300	0,865	259447,9830	0,0267	0,0034	8,61	88,8
0,350	0,635	222383,9854	0,0257	0,0015	3,84	88,8

Pour que l'eau arrive au réservoir R2 il faut que : $H_T \leq H_D$

D'après le résultat obtenue dans le Tableau (III.15), le diamètre de la conduit est de 250 mm de fait que $H_D \geq H_T$ avec une vitesse de 1.245m/s.

III.13.7. Tronçons 7 : R2- R3

On a :

- $Q = 0.05981 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 1209\text{m}$.
- $H_g = 58,7 \text{ m}$.
- $D_{\min} = 0.195 \text{ m}$.
- $D_{\max} = 0.395 \text{ m}$.
- Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.250m, 0.300m, 0.350m.

A. Calcul de H_D

Tableau (III.24) : Calcul de la H_D (Tronçon 7)

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_T	H_D
0,250	1,219	304764,3312	0,0280	0,0085	12,29	58,7
0,300	0,847	253970,2760	0,0267	0,0033	4,72	58,7
0,350	0,622	217688,8080	0,0258	0,0015	2,11	58,7

Pour que l'eau arrive au réservoir R3 il faut que : $H_T \leq H_D$. D'après le résultat obtenue dans le tableau (III.17), le diamètre de la conduit est de 250 mm de fait que $H_D \geq H_T$ avec une vitesse de 1.219m/s

III.13.8. Tronçon 8 : SR3- R4

On a :

- $Q = 0.05659 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 2037 \text{ m}$.
- $H_g = 135\text{m}$.
- $D_{\text{BONNIN}} = 0.238 \text{ m}$.
- $D_{\text{BRESS}} = 0.357 \text{ m}$.
- Les diamètres normalisés à retenir seront : 0.250m, 0.300m, 0.350m.

A. Calcul de HMT

Tableau (III.25) : Calcul de la HMT (Tronçon 8)

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_T	H_g	HMT
0,250	1,153	288356,6879	0,0280	0,0076	18,55	135	153,55
0,300	0,801	240297,2399	0,0267	0,0029	7,12	135	142,12
0,350	0,588	205969,0628	0,0258	0,0013	3,18	135	138,18

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.26) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 8)**

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F exp (Da)
0,250	121,777	888970,33	4,67	4151491,43
0,300	112,713	822806,47	4,67	3842506,22
0,350	109,586	799980,8	4,67	3735910,35

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.27) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 8)**

D (m)	Pu (Da/ml)	L (m)	A	Frais amorti (Da)
0,250	6 783,05	2037	0.089	1229719,48
0,300	8 684,41	2037	0.089	1574422,74
0,350	10 637,96	2037	0.089	1928587,68

D. Calcul de bilan**Tableau (III.28) : Calcul de bilan (Tronçon 8)**

Diamètre	0,250	0,300	0,350
Frais exp,(Da)	4151491,43	3842506,22	3735910,35
Frais amts,(Da)	1229719,48	1574422,74	1928587,68
Bilan (Da)	5381210,91	5416928,96	5664498,032

De point de vue économique comme indiqué dans le tableau (III.29), et point de vue technique tel que le tableau (III.26), le diamètre le plus rentable est 250 mm

III.13.9. Tronçon 9 : R4- R5

On a :

- $Q = 0.03529 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 926 \text{ m}$.
- $H_g = 24 \text{ m}$.
- $D_{\min} = 0.149 \text{ m}$.
- $D_{\max} = 0.299 \text{ m}$.
- Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.200m, 0.250m, 0.300m.

A. Calcul de H_D **Tableau (III.29) : Calcul de la H_D (Tronçon 9)**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_T	H_g
0,200	1,124	224777,0701	0,0299	0,0096	10,69	24
0,250	0,719	179821,6561	0,0282	0,0030	3,31	24
0,300	0,500	149851,3800	0,0271	0,0011	1,27	24

Pour que l'eau arrive au réservoir R5 il faut que : $H_T \leq H_D$

III.13.10. Tronçons 10 : SR4- R6

On a :

- $Q = 0.00405 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $L = 1415\text{m}$.
- $H_g = 161,5 \text{ m}$.
- $D_{\text{BONNIN}} = 0.063 \text{ m}$.
- $D_{\text{BRESS}} = 0.095 \text{ m}$.
- Les diamètres normalisés à retenir seront : 0.06m, 0.08m, 0.100m.

A. Calcul de HMT**Tableau (III.30) : Calcul de la HMT (Tronçon 10)**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_T	H_g	HMT
0,06	1,433	85987,2611	0,0442	0,0772	131,01	161,5	292,51
0,08	0,806	64490,4459	0,0403	0,0167	28,34	161,5	189,84
0,100	0,516	51592,3567	0,0378	0,0051	8,71	161,5	170,21

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.31) : Calcul des frais d'exploitation (Tronçon 10)**

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F exp (Da)
0,060	16,603	121200,99	4,67	566008,61
0,080	10,775	78657,502	4,67	367330,53
0,100	9,661	70523,324	4,67	329343,92

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.32) : Calcul des frais d'amortissement (Tronçon 10)**

D (m)	Pu (Da/ml)	L (m)	A	Frais amorti (Da)
0,060	4385,79	1415	0.089	192417,45
0,080	5 235,19	1415	0.089	206414,65
0,100	6 783,05	1415	0.089	235826,72

D. Calcul de bilan**Tableau (III.33) : Calcul de bilan (Tronçon 10)**

Diamètre	0,06	0,08	0,100
Frais exp,(Da)	566008,61	367330,534	329343,925
Frais amts,(Da)	192417,454	206414,651	235826,72
Bilan (Da)	758426,064	573745,185	565170,645

D'après les résultats obtenus ci-dessus. Le diamètre le plus rentable, de point de vue économique tableau (III.34) et technique (vitesse et HMT acceptable) tableau (III.31). Est le DN100.

III.14. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons déterminé les diamètres économiques des différents tronçons d'adduction de la zone d'étude. Pour :

Le refoulement de PC vers la SR1, une conduite DN200 avec PN40.

Le refoulement de la SR1 vers SR2, une conduite DN200 avec PN40.

Le refoulement de la SR2 vers R1, une conduite DN200 avec PN40.

L'adduction gravitaire de R1 vers R2, une conduite DN250 avec PN40.

L'adduction gravitaire entre R2 et R3, une conduite DN250 avec PN40.

Le refoulement de la SR3 vers le R4, une conduite DN250 avec PN40.

L'adduction gravitaire entre R4 et R5, une conduite DN200 avec PN40.

Le refoulement de la SR4 vers R6, une conduite DN100 avec PN40.

Après avoir dimensionné les conduites d'adduction. Désormais choisir les pompes qui répondent aux différentes conditions de refoulement. Dans le chapitre qui va suivre, on fera une étude minutieuse pour le choix de la pompe pour chaque station de pompage.

IV.1. Introduction

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire). Une station de pompage comporte principalement

- La salle d'arrivée d'eau
- La salle des commandes
- La salle des machines

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel).

En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau :

- Energie sous forme potentielle : vis d'Archimède (utilisé dans les réseaux d'assainissement et les stations d'épuration)
- Energie sous forme de pression : pompes volumétrique ou à piston
- Energie sous forme de vitesse : pompes axiales et centrifuge (appelé aussi turbopompes). elles sont les plus utilisés. [5]

IV.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Dans les pompes centrifuges le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge.

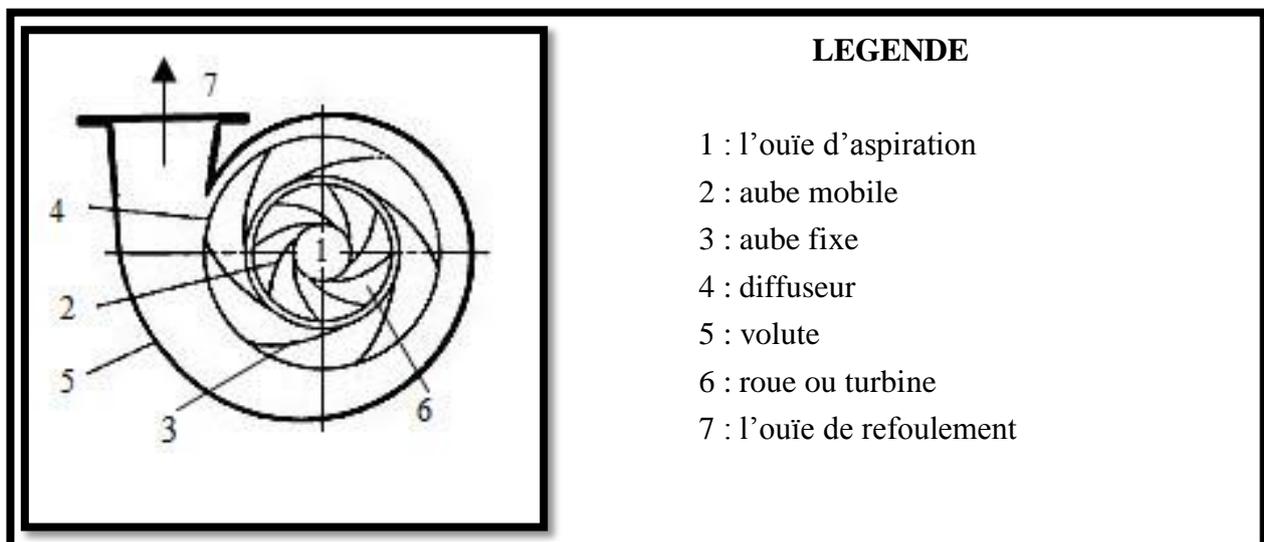
Une pompe centrifuge est constituée par :

- une roue à aubes tournant autour de son axe
- un distributeur dans l'axe de la roue
- un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.

Le liquide est aspiré au centre du rotor par une ouverture appelée distributeur dont le rôle est de conduire le fluide depuis la conduite d'aspiration jusqu'à la section d'entrée du rotor.

La pompe étant amorcée, la vitesse du fluide qui entre dans la roue augmente et par conséquent la pression dans l'ouïe diminue et engendre ainsi une aspiration et maintient l'amorçage.

A la sortie du rotor, le fluide se trouve projeté dans la volute dont le but est de ramener le fluide dans la section de sortie. La section offerte au liquide étant de plus en plus grande, son énergie cinétique se transforme en énergie de pression. [4]



LEGENDE

- 1 : l'ouïe d'aspiration
- 2 : aube mobile
- 3 : aube fixe
- 4 : diffuseur
- 5 : volute
- 6 : roue ou turbine
- 7 : l'ouïe de refoulement

Figure (IV.1) : Pompe centrifuge

IV.3. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge [6]

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.
- La cavitation.

IV.4. 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,
- Absence de bruit.

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

IV.4.1. Les courbes caractéristiques d'une pompe [6]

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

IV.4.1.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

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

IV.4.1.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »

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

IV.4.1.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »

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

IV.4.1.4. La courbe de la charge nette d'aspiration requise – débit : $NPSH_R = f(Q)$

Elle représente la variation de la charge nette d'aspiration requise en fonction du débit

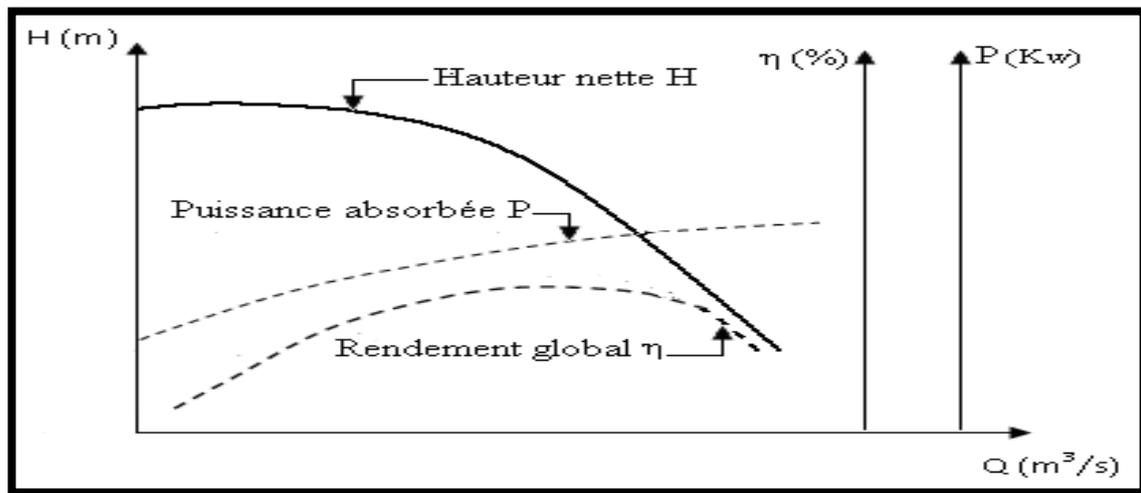


Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.4.1.5. Couplage d'une pompe à un réseau [6]

Lorsqu'une pompe alimente un réseau, le débit qui la traverse est le même que celui qui entre dans le réseau, l'énergie fournie par la pompe est égale à celle consommée par le réseau.

IV.4.1.6. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

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

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

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

A. Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 21$ heures est de :

$V (m^3) = 21 \times Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q \times T = 21 \times Q_1 \quad (IV.1)$$

D'où :

$$T = 21 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (IV.2)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{IV.3})$$

B. Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)

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

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{IV.5})$$

Où :

- h : Perte de charge engendrée par vannage en (m),
- H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le. Même point avec la caractéristique de la pompe,
- η : Le rendement de la pompe.

C. Troisième variante : Rognage de la roue

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

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

Avec :

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (\text{IV.7})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (KW)} \quad (\text{IV.8})$$

D. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (Courbe d'iso-

rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 (Voir : Figure (IV.3)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_3 (Q_3, H_3), on aura alors :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{Tr/min}) \quad (\text{IV.9})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{\rho \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.10})$$

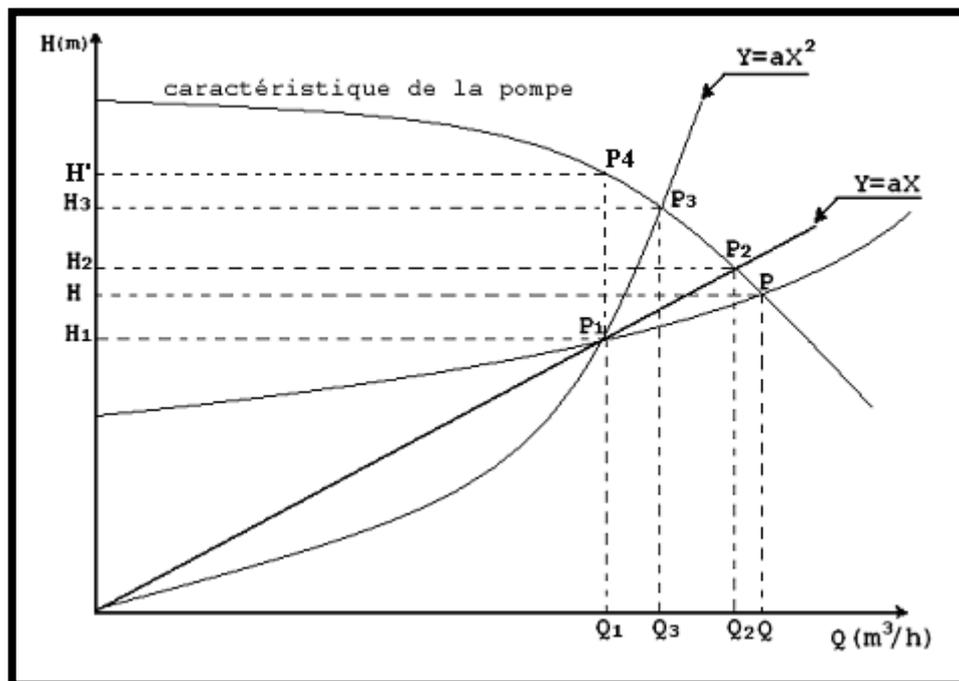


Figure (IV.3) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

IV.5. Couplage des pompes [7]

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.

IV.5.1. Couplage en parallèle [7]

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.

IV.5.2. Couplage en série [7]

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.

IV.6. Etude de phénomène de 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.

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.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit. Le NPSH disponible $(NPSH)_d$ est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe. Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (IV.11)$$

- Pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + Ha - (Ja + hv) \quad (IV.12)$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$(NPSH)_r = \frac{P_0}{g \times \rho} - Ha - (Ja + hv) \quad (IV.13)$$

Avec :

Ha : Hauteur d'aspiration en (m),

Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m),

$\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m),

h_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

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

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

IV.7. Choix du type des pompes pour différentes stations

IV.7.1. Forage N° 1

Caractéristiques de la conduite :

- Q= 8,64 l/s
- Hg=184 m
- HMT= 197,72m
- D= 125 mm

D'après le catalogue KSB (Annexe 1), on va opter pour une pompe immergé.

Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe du forage N°01

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSH _R (m)	P1 (Q ₁ , H ₁)	P _D (Q _D , H _D)
2900	76,8	22,23	---	(8.64, 202.10)	(8.64, 197.72)

P1 : point de fonctionnement

P_D : point désiré

IV.7.2. Forage 2

Caractéristiques de la conduite :

- Q= 9,40 l/s
- Hg=169 m
- HMT= 201,57m
- D= 125 mm

D'après un catalogue de pompe (Annexe 2), on à opter pour une pompe immergé, il préférable de prévoir une deuxième pompe de secours en cas de panne [8].

Tableau (IV.3) : Caractéristiques de la pompe forge N°02

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSH _R (m)	P1 (Q ₁ , H ₁)	P _D (Q _D , H _D)
2908	77,2	24,75	4,29	(9.40, 206,18)	(9.40, 201.57)

P1 : point de fonctionnement

P_D : point désiré

Ici, on dispose de deux pompes en parallèle qui sont reliées entre elles par une conduite qui débite vers la SR1. Pour trouver le point de fonctionnement de l'ensemble des pompes et des conduite, il faut procéder à :

- Tracer la courbe caractéristique de chaque pompe sur le même graphe, qui sont (HP1,HP2).
- Tracer la courbe de perte de charge de chaque conduite Hc1, Hc2 et Hc PC-SR.

La construction s'effectue en considérant les dégradations successives de l'énergie de l'eau au fur et à mesure qu'elle achemine vers la bache n°01 en appliquant les règles données concernant les conduites en série et en parallèle.

D'après ces principes, le tracé s'effectue comme suit :

- On retranche de la caractéristique Hp1 les ordonnées des pertes de charge Hc1 et on trace la courbe H'p1.
- On trace aussi la caractéristique du réseau assemblage Hc de l'ensemble des conduites.

L'horizontale qui passe par le point d'intersection de P_F avec la caractéristique de l'ensemble des pompes coupe les différentes courbes caractérisant les pompes aux différents points (P_{F1} , P_{F2}).

D'après la figure (V-3), on trouve les coordonnées de ces quatre points :

- Le point de fonctionnement de la pompe de F1 : P_{F1} (7.80 l/s, 208,33 m)
- Le point de fonctionnement de la pompe de F2 : P_{F2} (8,24 l/s, 208.33 m)

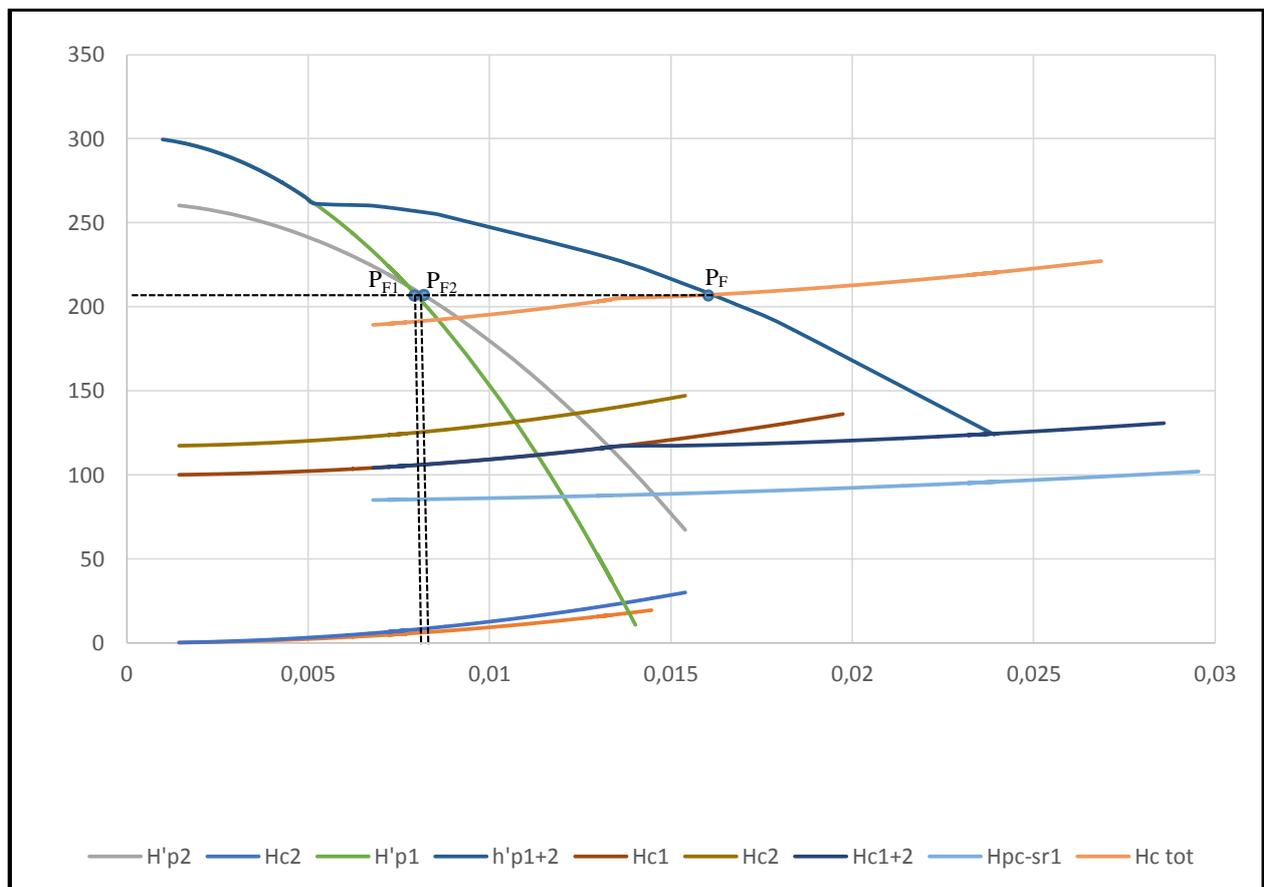


Figure (IV.4) : Assemblage des pompes et des conduites

Les deux points de fonctionnement ne coïncident pas avec les points désirés, cependant il faut chercher les nouveaux points de fonctionnement.

IV.9.1.1. Réalisation des points de fonctionnement

A. Forage N°01

Le point de fonctionnement de la pompe N°01, P_{F1} (Figure.IV.4). Ne coïncide pas avec le point désiré, à savoir que : P_{F1} (7,80 l/s. 208,33m) et que P_D (8,64 l/s. 197,72m).

a. 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 :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q_D \text{ 'où : } T = 16 \times \frac{8,64}{7,80} = 18 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0078 \times 208,33}{0,768} \quad \text{D'où : } P = \mathbf{12,80 \text{ Kw}}$$

b. Vannage

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

$$h = H' - H_1 = 208,33 - 197,72 = 10,61 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00864 \times 208,33}{0,768}$$

$$\text{D'où : } P = \mathbf{22,99 \text{ Kw}}$$

B. Forage N°02

Le point de fonctionnement de la pompe N°02, P_{F2} (Figure.IV.4). Ne coïncide pas avec le point désiré, à savoir que : P_{F2} (8,24 l/s. 208,33m) et que P_D (9,40 l/s. 201,57m).

a. 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 :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q \quad \text{D'où : } T = 16 \times \frac{9,40}{8,24} = 18 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0082 \times 208.33}{0.772} \text{ D'où : } \mathbf{P = 21,70Kw}$$

b. Vannage

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

$$h = H' - H1 = 208.33 - 201,57 = 6.76\text{m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.00864 \times 208.33}{0.772} \text{ D'où : } \mathbf{P = 22,99Kw}$$

IV.7.3. Station de reprise N°01

Caractéristiques de la conduite :

- Q= 18,12 l/s
- L=1720 m
- Hg= 190 m
- HMT= 195,31m
- D= 200 mm

D'après le catalogue KSB (Annexe 1), on à opter pour une pompe a axe horizontale multicellulaire ,il préférable de prévoir une deuxième pompe de secours en cas de pompe [8].

Tableau (IV.4) : Caractéristiques de la pompe de SRI

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSH _R (m)	P1 (Q ₁ , H ₁)	P _D (Q _D , H _D)
2958	65,5	52,85	2,70	(18.12,195.31)	(18,195.40)

P1 : point de fonctionnement

P_D : point désiré

Le point de fonctionnement de la pompe choisi coïncide avec le point désiré, par conséquent, elle répond aux caractéristiques requise et ne nécessite aucune modification.

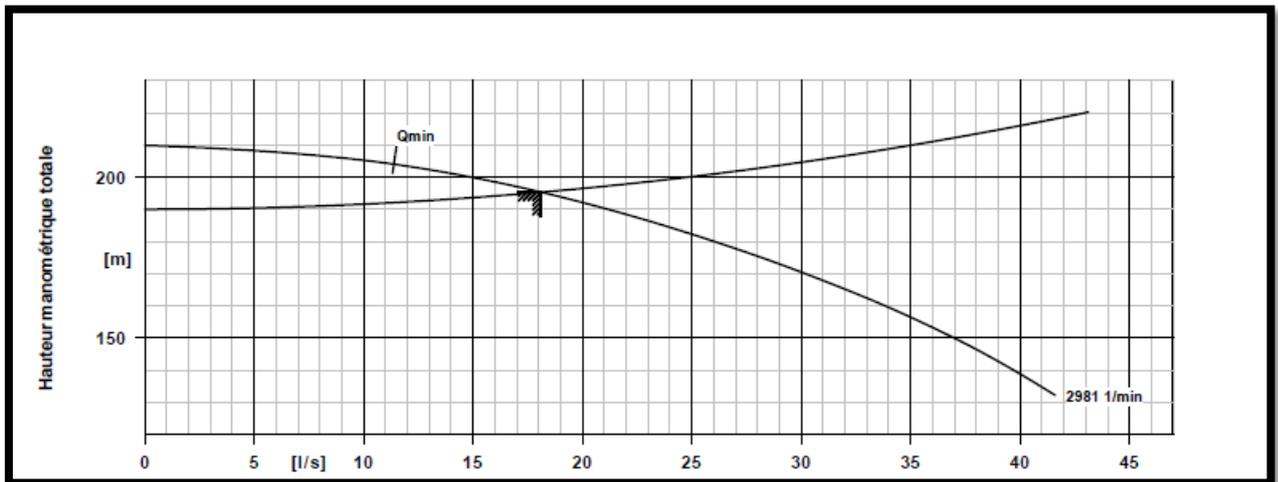


Figure (IV.5) : Courbe caractéristique de la pompe de SR1

IV.9.1.1. Etude du phénomène de la cavitation :

- La côte du plan d’aspiration $C_a = 131,5$
- La côte de l’axe de la pompe $C_p = 131$
- La hauteur d’aspiration $H_a = 0,5$ m.
- $NPSH_r = 2.70$ m
- Calcul de la pression à la côte d’aspiration :

$$P_{Ca} = 10.33 - 0.0012 \times C_a = 10.33 - 0.0012 \times 131,5 \text{ m} \Rightarrow P_{Ca} = 10,17 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{Ca} + H_a - (J_a + h_v) = 10,17 + (0,5) - (0 + 0,24) = 10,43 \text{ m}$$

La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$

IV.7.4. Station de reprise N° 02 :

Caractéristiques de la conduite :

- $Q = 18,12$ l/s
- $L = 2338$ m
- $H_g = 193,8$ m
- $HMT = 201,02$ m
- $D = 200$ mm

D’après le catalogue KSB (Annexe 1), on a opté pour une pompe a axe horizontale multicellulaire, il est préférable de prévoir une deuxième pompe de secours en cas de pompe [8].

Tableau (IV.5) : Caractéristiques de la pompe de SR2

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	$NPSH_R$ (m)	P1 (Q_1, H_1)	P _D (Q_D, H_D)
1483	74,3	47,96	1,68	(18.12, 201.06)	(18.12, 201.02)

P1 : point de fonctionnement

P_D : point désiré

Le point de fonctionnement de la pompe choisi coïncide avec le point désiré, par conséquent, elle répond aux caractéristiques requise et ne nécessite aucune modification.

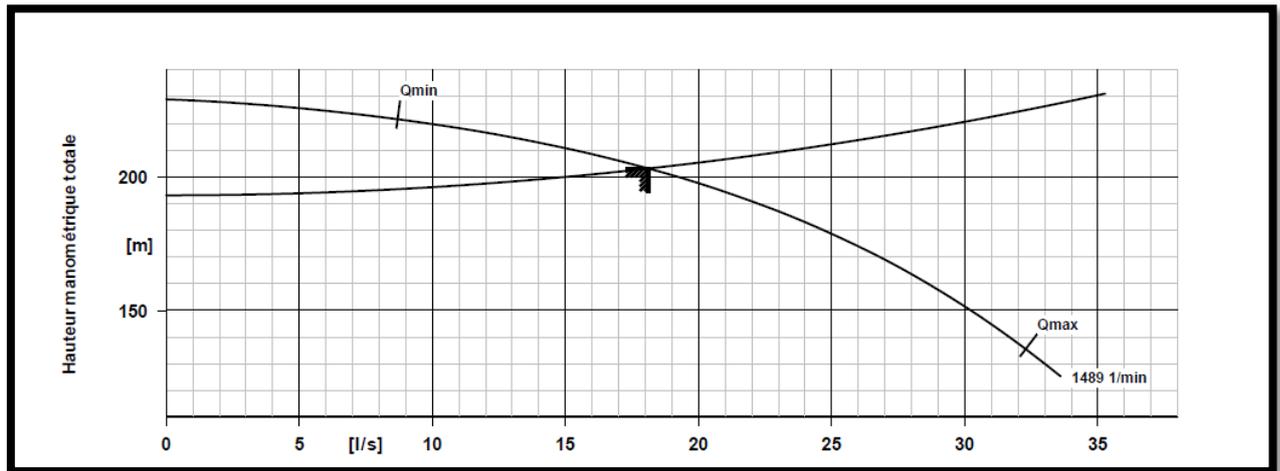


Figure (IV.6): Courbe caractéristique de la pompe de SR2

IV.9.2.1. Etude du phénomène de la cavitation :

- La côte du plan d’aspiration $C_a = 317,2$ m
- La côte de l’axe de la pompe $C_p = 316,7$ m
- La hauteur d’aspiration $H_a = 0,5$ m.
- $NPSH_r = 1,68$ m
- Calcul de la pression à la côte d’aspiration :

$$P_{Ca} = 10.33 - 0.0012 \times C_a = 10.33 - 0.0012 \times 317,2 \text{ m} P_{Ca} = 9,95 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{Ca} + H_a - (J_a + h_v) = 9,95 + (0,5) - (0 + 0.24) = 10,21 \text{ m}$$

La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$

IV.7.5. Station de reprise N° 03 :

Caractéristiques de la conduite :

- $Q = 56,59$ l/s
- $L = 2037$ m
- $H_g = 135$ m
- $HMT = 135$ m
- $D = 250$ mm

D’après le catalogue KSB (Annexe 1), on à opter pour une pompe a axe horizontale multicellulaire, il préférable de prévoir une deuxième pompe de secours en cas de pompe [8].

Tableau (IV.6) : Caractéristiques de la pompe de SR3

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	$NPSH_R$ (m)	P1 (Q_1, H_1)	P_D (Q_D, H_D)
1490	77.6	109.57	2.09	(56.59, 153.54)	(56.59 ,153.55)

P1 : point de fonctionnement

P_D : point désiré

Le point de fonctionnement de la pompe choisi coïncide avec le point désiré, par conséquent, elle répond aux caractéristiques requise et ne nécessite aucune modification.

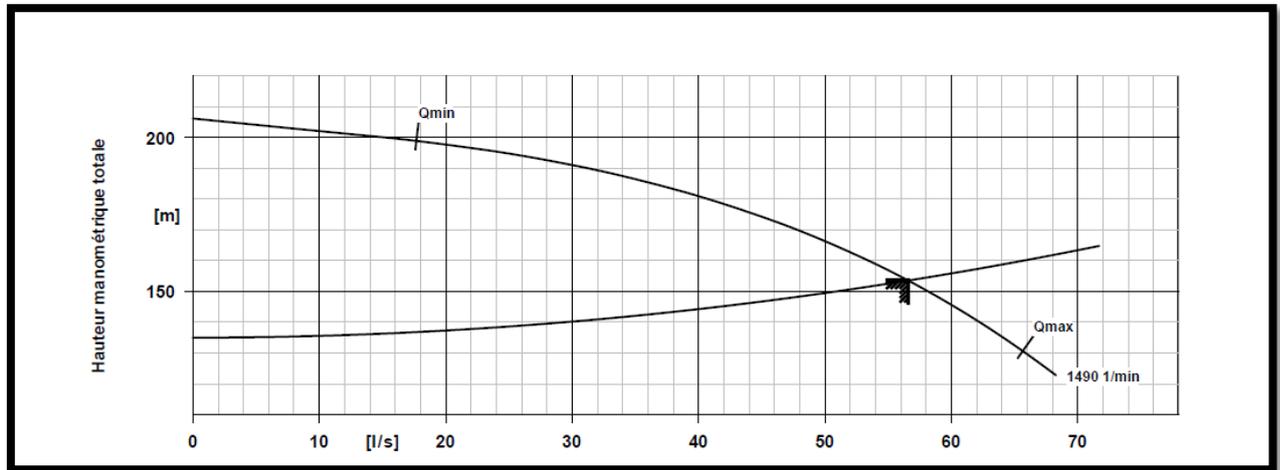


Figure (IV.7) : Courbe caractéristique de la pompe de SR3

IV.7.5.7. Etude du phénomène de la cavitation :

- Etude La côte du plan d'aspiration $C_a = 353$
- La côte de l'axe de la pompe $C_p = 352,5$
- La hauteur d'aspiration $H_a = 0,5$ m.
- $NPSH_r = 2,09$ m
- Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_{Ca} = 10.33 - 0.0012 \times C_a = 10.33 - 0.0012 \times 353 \text{ m } P_{Ca} = 9,90 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{Ca} + H_a - (J_a + h_v) = 9,90 + (0,5) - (0 + 0.24) = 10,16 \text{ m}$$

La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$

IV.7.6. Station de reprise N° 04 :

Caractéristiques de la conduite :

- $Q = 4.05$ l/s
- $L = 1415$ m
- $H_g = 161,5$ m
- $HMT = 170,21$ m
- $D = 100$ mm

D'après le catalogue KSB (Annexe 1), on à opter pour une pompe a axe horizontale multicellulaire, il préférable de prévoir une deuxième pompe de secours en cas de pompe.

Tableau (IV.7) : Caractéristiques de la pompe de SR2

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSH _R (m)	P1 (Q ₁ , H ₁)	P _D (Q _D , H _D)
2960	60.9	11.27	1.52	(4.05, 173.16)	(4.05, 170.21)

P1 : point de fonctionnement

P_D : point désiré

Le point de fonctionnement de la pompe choisi ne coïncide pas avec celui de point désiré, par conséquent, on est dans l'obligation de modifier une des variables de fonctionnement de la pompe et cela par l'utilisation de l'une des variantes citées dans la section IV.6.2.

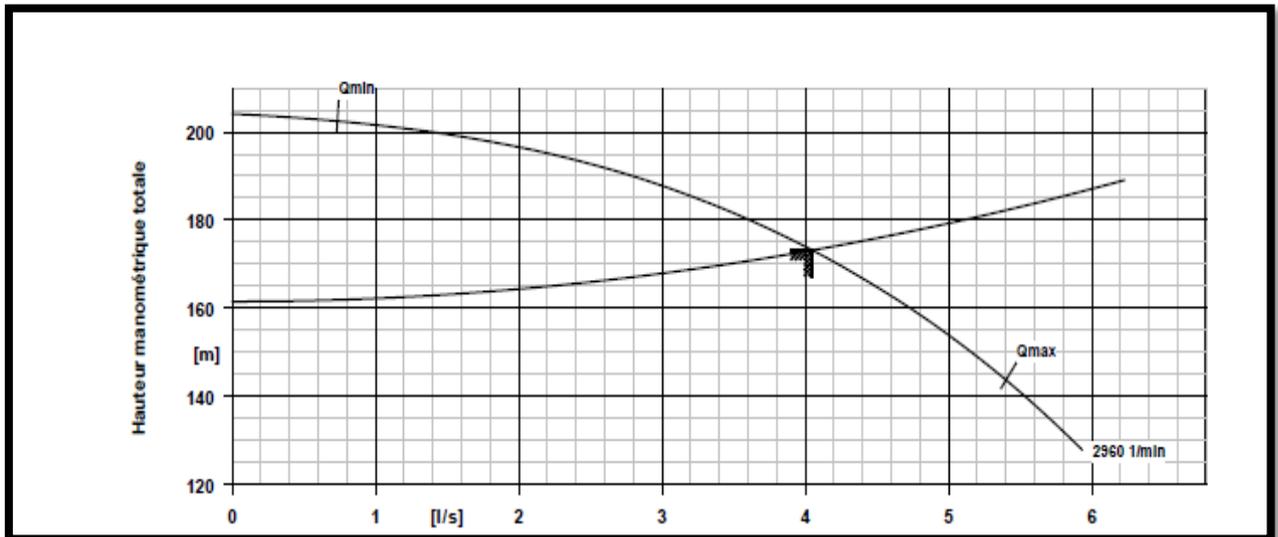


Figure (IV.8) : Courbe caractéristique de la pompe de SR4

A. La première variante : changement de temps de pompage

Vu que Q_P=Q_D, donc il inutile d'utilisé cette variante

B. La deuxième variante : la variation de la vitesse de rotation

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

$$H_2 = \frac{H_d}{Q_d^2} \times Q^2, H_2 = 10,71 Q^2$$

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

$$H_p = - 1,76 Q^2 + 210. \text{ On pose } H_p = H_2$$

On trouve : Q₂ = 4,38 l/s, H₂ = 176,28 m, P₂(4.38, 176.28)

$$\text{Alors : } N' = \frac{Q_d}{Q_2} \times N = \frac{4,05}{4,38} \times 2914 = 2694,45 \text{ tr/min}$$

$$P_a = \frac{g \times H_d \times Q_d}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 175,83 \times 0,00405}{0,596} = 11,72 \text{ kw}$$

C. La troisième variante : le vannage

$$h = H' - H_d = 181,19 - 175,83 = 5,36 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{g \times Q_d \times H'}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 0,00405 \times 181,19}{0,596} = 12,078 \text{ kw}$$

IV.9.4.1. Etude du phénomène de la cavitation :

- La côte du plan d'aspiration $C_a = 642,5$
- La côte de l'axe de la pompe $C_p = 642$
- La hauteur d'aspiration $H_a = 0,5 \text{ m}$.
- $NPSH_r = 1,52 \text{ m}$
- Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_{C_a} = 10,33 - 0,0012 \times C_a = 10,33 - 0,0012 \times 642,5 \text{ m}$$

$$P_{C_a} = 9,56 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{C_a} + H_a - (J_a + h_v) = 9,56 + (0,5) - (0 + 0,24) = 9,82 \text{ m}$$

La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$.

IV.7. Conclusion

Lors de ce chapitre, nous avons pu faire un choix des pompes qui sont adéquates avec les conduites choisies pour ce projet. D'après le catalogue de choix des pompes, on a choisi :

- Pour le Forage 1 une pompe immergée de type.
- Pour le Forage 2 une pompe immergée de type.
- Pour la SR1 une pompe de type multicellulaire.
- Pour la SR2 une pompe de type multicellulaire.
- Pour la SR3 une pompe de type multicellulaire.
- Pour la SR4 une pompe de type multicellulaire.

Cela dans le but d'avoir un fonctionnement optimal de réseau d'adduction entier. Le chapitre suivant va se porter sur la protection des conduites contre le coup de bélier.

V.1 Introduction

Une canalisation a pour rôle de transporter un débit souhaiter en résistant aux éventuelles comme : la surpression, la surpression, le poids de l'eau, celui du terrain ainsi que les charges roulantes.

V.2 Pose des conduites

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

V.2.1. Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure(V.5), Tableau(V.16)) [4] :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

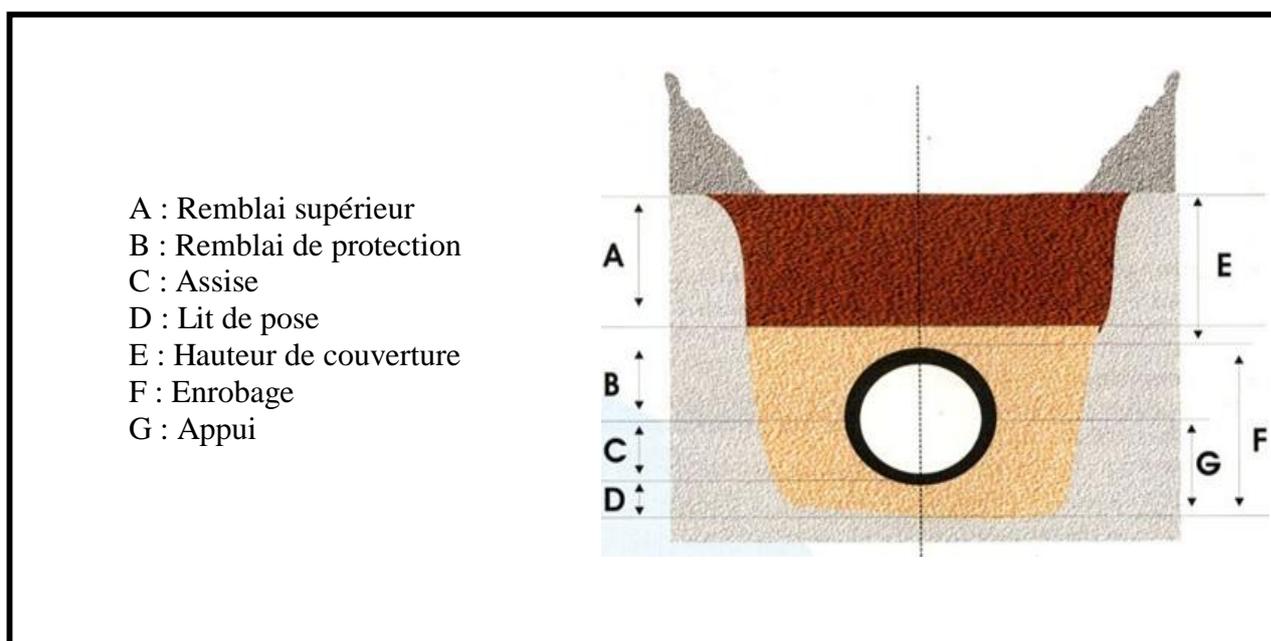


Figure (V.1) : Pose de la conduite en tranchée

Tableau (V.1) : Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

V.2.2. Stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue (Figure (V.6), Figure (V.7)) [4] :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

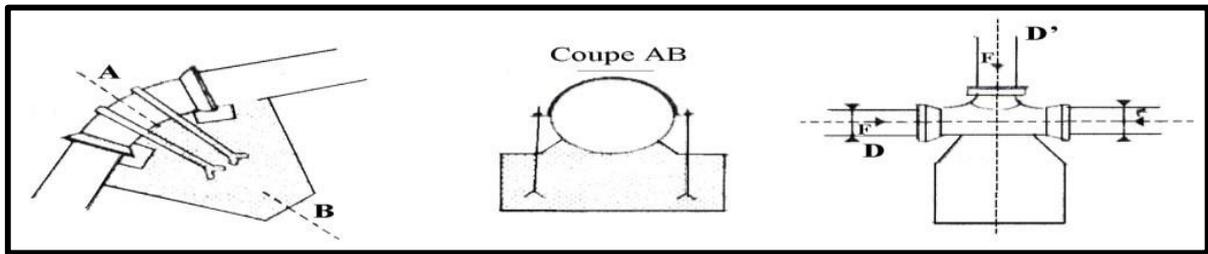


Figure (V.2): Butée sur coude horizontal

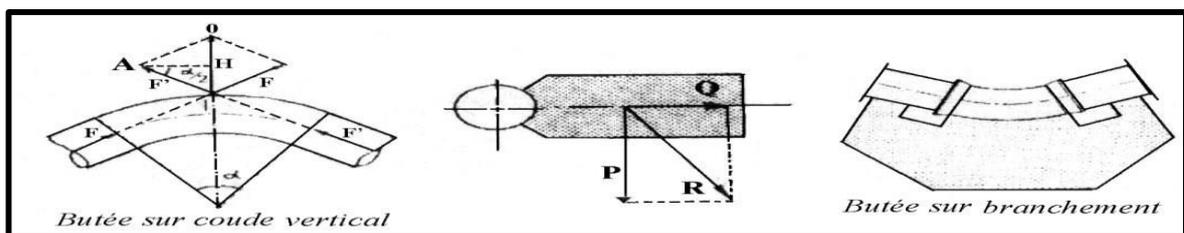


Figure (V.3) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement

V.2.3. Travaux spéciaux

V.2.3.1. Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (Figure (V.8)).

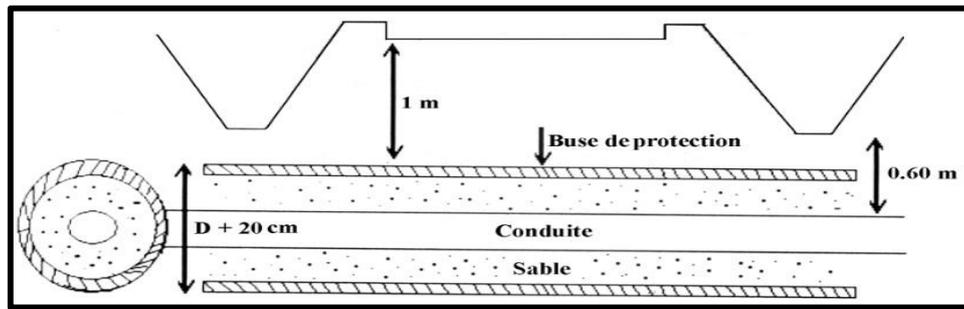


Figure (V.4) : Protection spéciale pour la traversée de route

V.2.3.2. Traversées d'oueds

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découvremet, à la suite duquel se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées :

- Approfondissement du lit par érosion,
- Déplacement latéral du lit.

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec les matériaux en place.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Figure (V.9)).

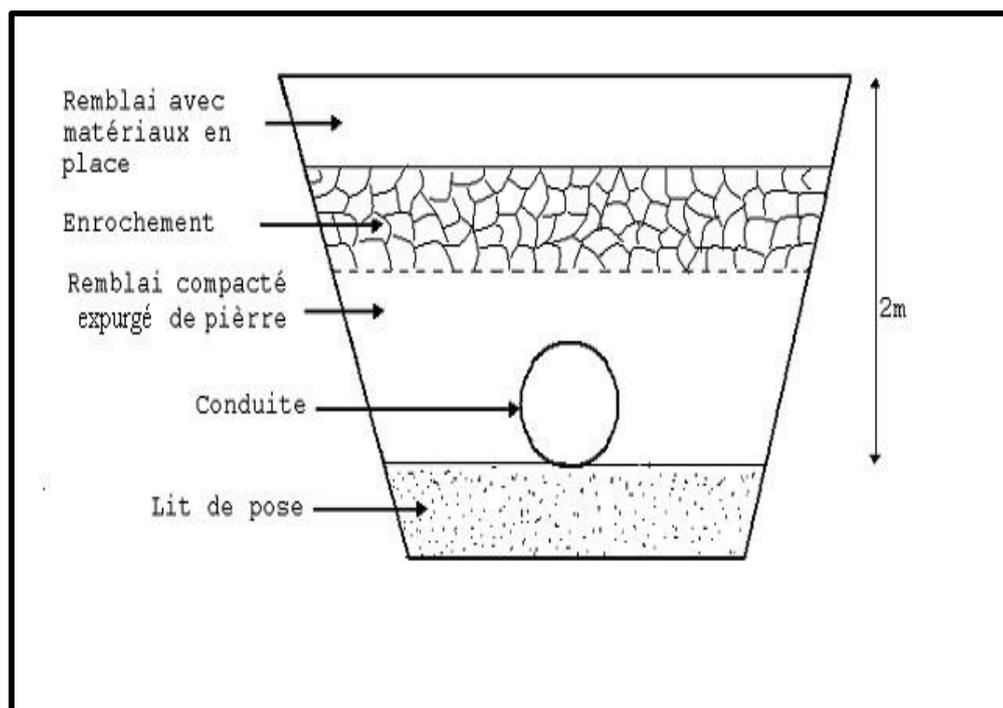


Figure (V.5) : Traversée d'oued

V.2.3.3. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un [4].

V.2.3.4. Mise en eau et épreuve

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses. Pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbiber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la diminution de pression constatée à l'issue de cette période ne doit pas être inférieure à 20 KPa. La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50%, définie comme la «Pression Maximale de Fonctionnement de la Zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs».

La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 Mpa à l'aide d'une vanne de purge. L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur.

V.2.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau.

V.3. le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont du soit à un arrêt brutale, par disjonction inopinée ou bien, une fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées de point de vue protection contre le coup de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut attendre, nous le verrons, des valeurs très élevées pouvant être égale a plusieurs fois la pression de service sur les réseaux a base pression.

Il donc de toute première importance d'étudier les moyens de propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieur donnée [9].

V.3.3. Analyse physique de phénomène

On considère la conduite AB de longueur L représentée sur la (Figure.V.1), avec en A l'embouchure d'un réservoir, et en B une vanne. En régime permanent, la vanne est ouverte et l'écoulement possède une vitesse U_0 et une pression p_0 (ou h_0 exprimée en mètre de colonne d'eau). Nous poserons $\tau = L/a$, le temps mis par l'onde pour traverser entièrement la conduite.

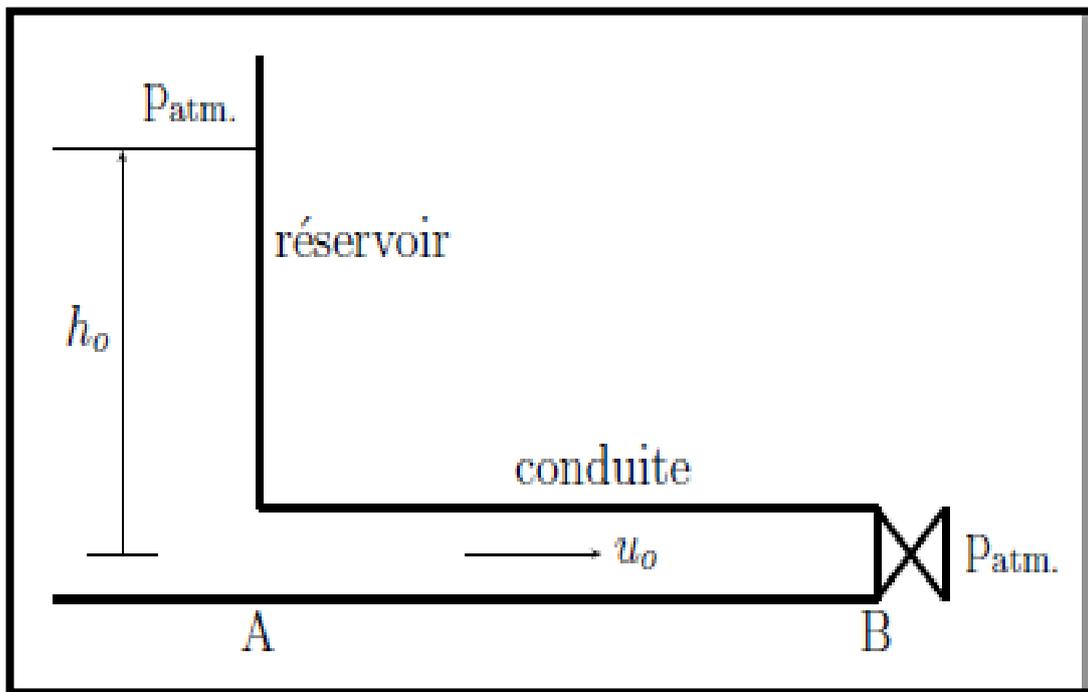


Figure (V.6) : Schéma pour la description de coup de bélier

A $t = 0$, on ferme brusquement la vanne sur laquelle s'écrase la première tranche. La diminution de cette première tranche provoque une augmentation de la pression, et ainsi une dilatation de l'élément de conduite en contact avec celle-ci. Une fois la déformation élastique de la première tranche terminée, la deuxième tranche est arrêtée à son tour. Son énergie de vitesse est à son tour absorbée par le travail de compression de l'eau et de dilatation des parois.

A $t = \tau$, l'onde arrive en A et arrête sa progression et tout le liquide contenu dans la conduite est arrêté (Figure. V.2.b). Il n'y a pas d'équilibre car le fluide est en surpression comparativement au réservoir. Il y a alors naissance d'une onde progressive.

A $t = 2\tau$, l'onde de dépression arrive sur la vanne (Figure. V.2.d). La pression du fluide est en équilibre avec celle du bassin, la conduite n'est pas dilatée. Cependant l'eau a un mouvement vers le bassin avec une vanne fermée. Il y a alors création d'une onde f sur la vanne.

A $t = 3\tau$, l'onde régressive atteint le réservoir (Figure.V.2.f). Toute la conduite est en dépression, et l'écoulement s'arrête. Une dépression régnant dans la conduite, l'eau du bassin rentre dans la conduite. Il y a naissance d'une onde progressive au niveau du bassin.

A $t = 4\tau$, le cycle est fini, l'onde progressive atteint la vanne. Un nouveau cycle prend place.

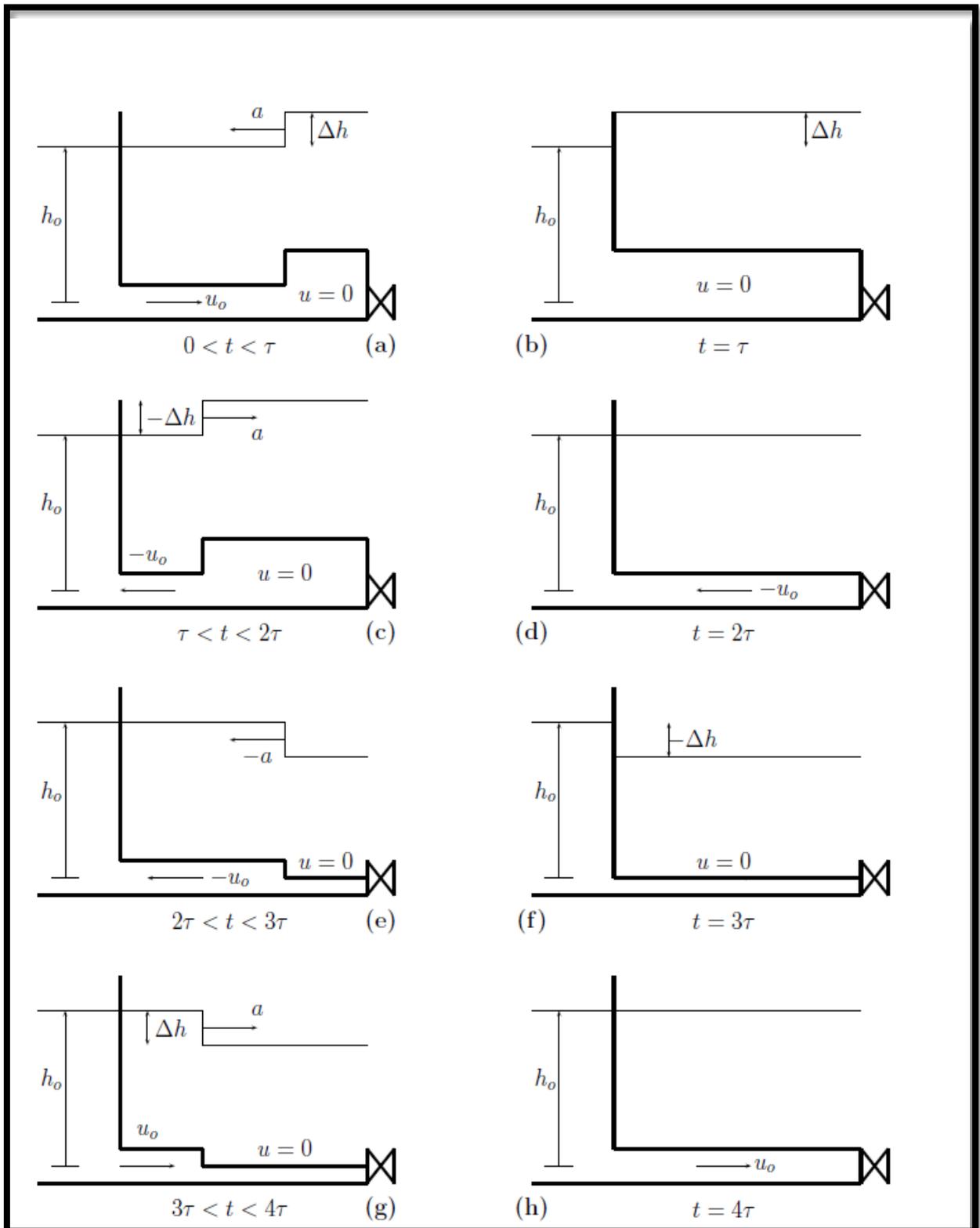


Figure (V.7) : Coup de bélier lors d'une fermeture instantanée de la vanne située à l'extrémité de la conduite.

V.3.4. Moyen de protection contre le coup de bélier

Au moment de la conception, l'ingénieur peut choisir des solutions techniques, qui atténuent le coup de bélier. Le diamètre de la conduite : le choix d'un diamètre plus élevé réduit les pertes de charges mais aussi le coup de bélier puisque la vitesse de l'écoulement est plus faible (à rappeler que la surpression est proportionnelle à la vitesse) ; le matériau de la conduite : la valeur de la surpression dépend de la célérité de l'onde dans la conduite.

Cette dernière est relative à la rigidité de la conduite via la valeur de module de Young. Ceci reste vrai pour les fermetures rapides de la vanne. En effet, le coup de bélier en masse ne fait pas intervenir le matériau de la conduite [9].

V.3.1. Les volants d'inertie

Les volants d'inertie permettent de prolonger l'alimentation en débit d'une conduite malgré la disjonction d'une pompe par l'augmentation des moments d'inertie des masses tournantes. Ceci est calé sur l'arbre du groupe et restitue après l'énergie accumulée pendant la marche normale, augmente ainsi le temps d'arrêt de l'ensemble. L'intensité du coup de bélier se trouve donc diminué [3].

V.3.2. La cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre Figure (V.8) transforme le coup de bélier. Consécutif à l'augmentation subite de la pression de l'eau provoquée par la fermeture rapide des vannes. L'eau monte dans la cheminée et les pressions se trouvent ainsi en équilibre.

La section doit être assez importante pour ne pas entraîner de vidange totale en présence d'une forte dépression et d'une hauteur suffisante pour éviter tout débordement au passage d'une surpression. La jonction d'une cheminée avec la conduite principale doit être judicieuse afin d'éviter de grandes pertes de charge [3].

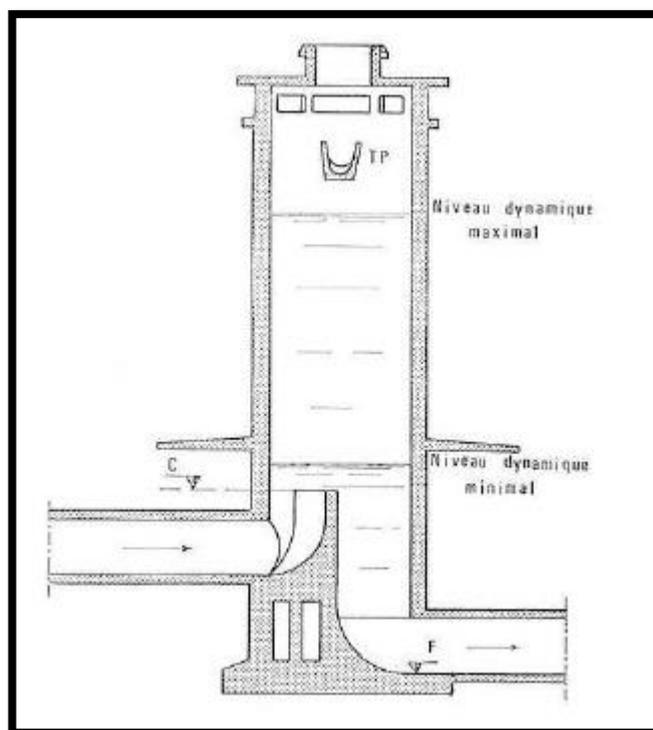


Figure (V.8) : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre

V.3.3. La soupape de décharge

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimé à environ 1.04 à 1.1 de la pression admissible, l'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement [10].

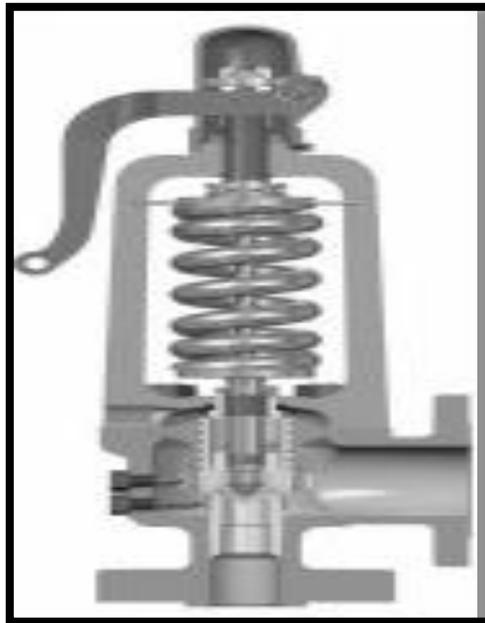


Figure (V.9) : Soupape de sûreté, anti-bélier

V.3.4. Réservoir d'air

Le principe des réservoirs d'air est identique à celui des cheminées d'équilibre vues plus haut. Ce dispositif est néanmoins placé dans une région proche du système de pompage ce qui n'est pas le cas des cheminées. Dans ce cas, l'alimentation continue de la conduite après la disjonction peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau sous pression accumulée dans une capacité raccordée au refoulement. Cette dernière contient à la fois de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de l'air équilibre la pression au point de branchement (Figure.V.5).

A la disjonction du groupe moteur, le déficit en eau est comblé par l'eau du réservoir. Après diminution et annulation de la vitesse de l'eau chassée, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau est créée par passage dans une singularité placée à la base de réservoir, sans quoi on observerait des oscillations très peu amorties du niveau de la surface libre. Pour des raisons pratiques, on montre qu'il est préférable d'avoir plus de pertes de charge au retour de l'eau que lors de son aller. La singularité peut être un diaphragme, une tuyère, ou un clapet à battant percé [9].

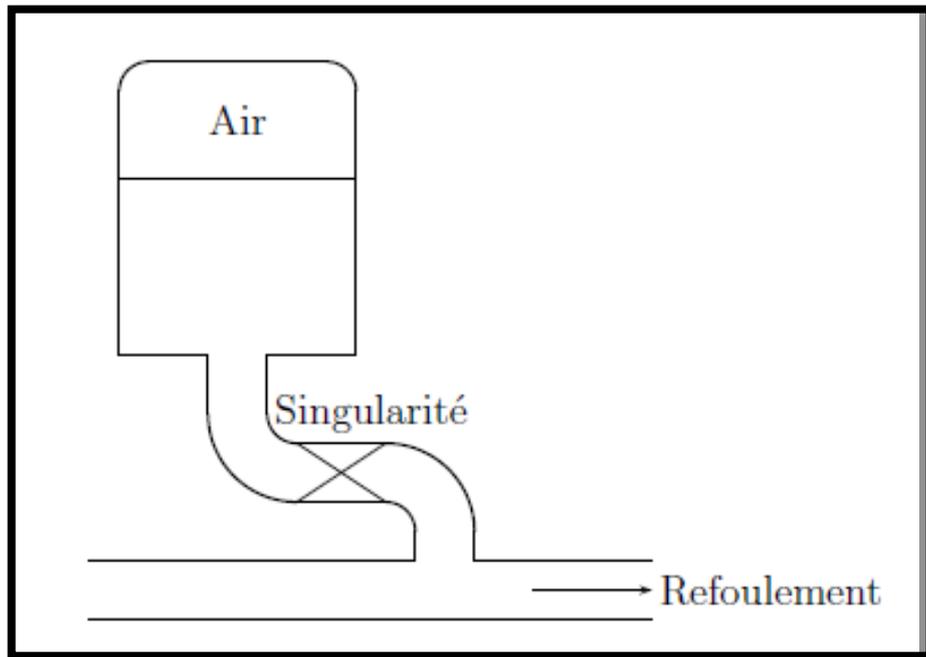


Figure (V.10) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

V.3.5. Valeur numérique de coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI [3] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K' \times \frac{D_{\text{int}}}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

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

K' : Coefficient dépendant de la nature de matériaux la conduite, pour la fonte $K'=$

e : Epaisseur de la conduite (mm)

V.3.4.1. Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisé par un temps T, tel que :

$$T < \frac{2 \times L}{a}$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

B : La valeur du coup de bélier (m)

A : Célérité de l'onde (m/s)

V_0 : Vitesse de l'écoulement (m/s)

g : Accélération de l'onde (m/s^2)

➤ **Valeur maximale de la surpression :**

$$H_s = H_0 + B \quad (V.3)$$

➤ **Valeur maximale de la dépression :**

$$H_d = H_0 - B \quad (V.4)$$

Ou :

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V.5)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique

10 : Pression absolue de la conduite

V.3.4.2. Fermeture lente

La fermeture lente est caractérisé par un temps T, tel que :

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

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (V.6)$$

Remarque : la valeur de coup de bélier est plus importante lors de la fermeture brusque. Alors, nous limiterons nous calcule pour ce cas seulement.

V.3.6. Approximation pour un système de séries de propriétés variables [12]

Un système avec de nombreux changements dans les propriétés, peut être approximé en utilisant la notion d'une longueur uniforme équivalente.

Si les changements dans les propriétés des canalisations, tel que l'épaisseur des parois, le diamètre ainsi que d'autres paramètres sont petits, les résultats de l'écoulement transitoire, obtenus en utilisant cette approche, sont dans l'ensemble satisfaisantes. Cette procédure nécessite l'utilisation des longueurs variables d'extension le long du système, avec les propriétés moyennes utilisées dans chaque extension de telle sorte que la condition numérique d'un pas de temps commun est maintenue.

Le temps de parcours de l'onde du système physique est maintenu en utilisant la longueur totale du système réel et une célérité équivalente a_{eq} , donnée par :

$$\frac{L_{eq}}{a_{eq}} = \sum \frac{L_i}{a_i} \quad (V.7)$$

Où :

L_{eq} : longueur équivalente du système,

a_{eq} : célérité équivalente du système.

Dans cette équation, L_i et a_i représentent respectivement la i^{eme} longueur d'extension et la vitesse équivalente de l'onde. Par ailleurs, L_i et a_i , représentent les caractéristiques réelles de la conduite pour des parties du système inclus dans l'extension i .

Comme la longueur réelle du système est maintenue dans le modèle approximé, la surface équivalente est déterminée par la relation suivante :

$$\frac{L_{eq}}{S_{eq}} = \sum \frac{L_i}{S_i} \quad (V.8)$$

Ou :

S_{eq} : surface équivalente.

La caractéristique équivalente de la pente B_{eq} de l'extension est définie au moyen des équations ((V.7) et (V.8)), d'où, on aura :

$$B_{eq} = \frac{a_{eq}}{g \times S_{eq}} = \frac{1}{g} \times \frac{\sum \frac{L_i}{S_{eq}}}{\sum \frac{L_i}{a_{eq}}} \quad (V.9)$$

V.3.7. Valeur de coup de bélier pour les différents tronçons

Tableau (V.2) : Calcul de la valeur de coup de bélier

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	S _{eq} (m ²)	V ₀ (m/s)	H _g	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (Bar)	T (s)
F1-SR1	3008	125-200	4,4	0,02205	0,391	184	194	1062,19	42,33	236,33	151,67	40	---
F2-SR1	3306	125-200	4,4	0,02057	0,457	169	179	1067,99	49,75	228,75	129,25	40	---
SR1-SR2	1720	200	4,7	---	0,635	200	210	1038,64	67,231	277,23	142,76	40	---
SR2-R1	2338	200	4,7	---	0,635	203,8	213,8	1038,64	67,231	281,03	146,56	40	---
R1-R2	2115	250	5,5	---	1,363	88,8	98,8	1022,44	142,05	240,85	-43,25	40	4,09
R2-R3	1209	250	5,5	---	1,333	58,7	68,7	1022,44	138,93	207,63	-70,23	40	2,33
SR3-R4	2037	250	5,5	---	0,871	135	145	1022,44	90,67	235,67	54,33	40	---
R4-R5	926	200	4,7	---	1,277	24	34	1038,64	135,20	169,44	-101,2	40	1,65
SR4-R6	1415	100	4,4	---	0,672	171,5	181,5	1174,68	80,47	261,97	101,03	40	---

L : longueur de la conduite, (L_{eq} pour le cas des tronçons F1-SR1-SR1)

e : épaisseur de la conduite

V₀ : vitesse d'écoulement

a : célérité de l'onde

H₀ : hauteur géométrique

B : valeur de coup de bélier

H_s : valeur de la surpression

D : diamètre la conduite

S_{eq} : section équivalente, cas des tronçons F1-SR1 et F2-SR2

H_d : valeur de la dépression

PN : pression nominale (donnée par le constructeur)

T : Période de retour de l'onde

D'après les résultats de tableau (V.2), on constate que les valeurs de la surpression H_s sont acceptables et elles ne dépassent pas la pression nominale. Les figures (V.6) montrent les pressions à différents régime pour le tronçon F1-SR1. Pour les autres tronçons, leurs enveloppes de pression à différents régime sont situées en annexe

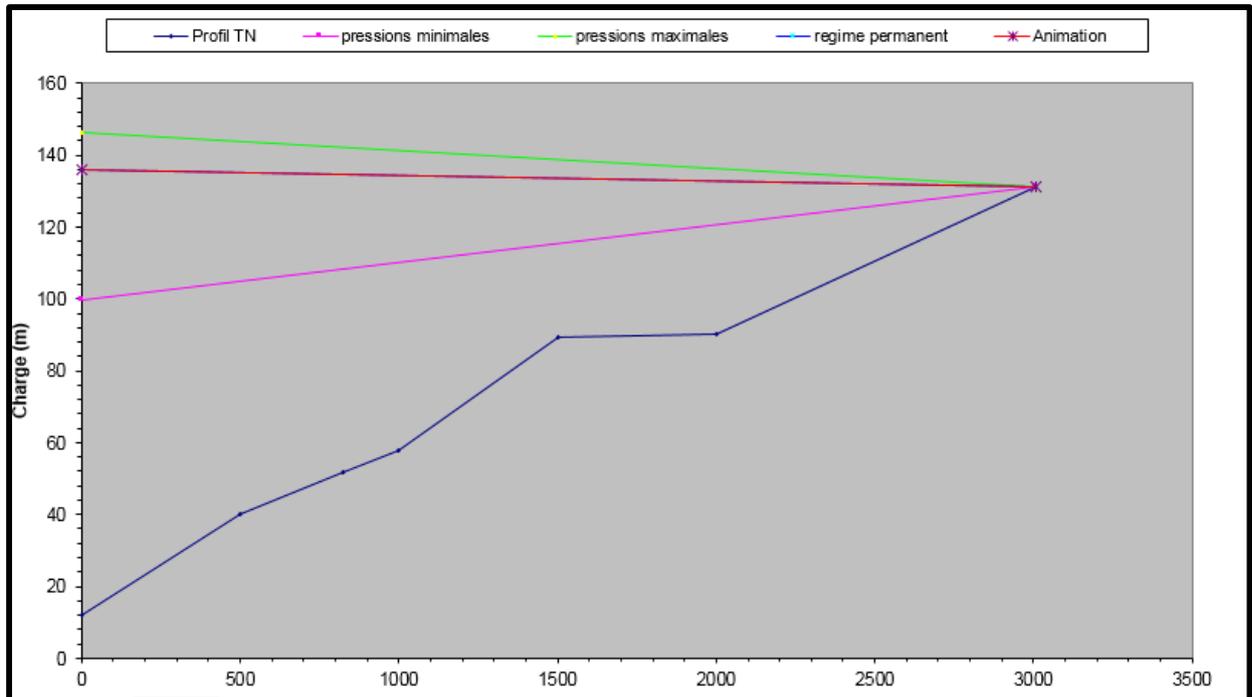


Figure (V.11) : Pression en régime permanent du tronçon F1-SR.

V.4. Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a présenté dans un premier temps les normes, les techniques et les ouvrages concernant la pose.

Ensuite, c'est la vérification des surpressions et dépression dans les conduites. Pour ce projet on constate la présence de dépression dans trois tronçons. Pour remédier à cela il suffit de jouer sur le temps de fermeture des vannes

VI.1. Introduction

À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront effectués en vue de l'alimentation des abonnés, et cela, d'une façon équitable. Il est constitué d'une conduite maitresse à partir de laquelle prennent issues des conduites secondaires alimentant des conduites tertiaires et ainsi de suite. Le réseau de distribution doit répondre aux conditions suivantes :

- Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.
- La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre 0.5m/s à 1.00 m/s.

VI.2. Classification des réseaux [3]

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés,
- Les réseaux maillés,
- Les réseaux mixtes

VI.2.1. Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique, mais manque de sécurité, de souplesse en cas de rupture.

VI.2.2. Le réseau maillé

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval.

Il est plus couteux, mais préférable au réseau ramifié, pour sa commodité et la sécurité qu'il procure.

VI.2.3. Le réseau mixte

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

VI.3. Choix des conduites de distribution [6]

Notre choix est basé sur des conduites en polyéthylène (PEHD), pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Facile à poser (grande flexibilité).
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuite ;
- Résiste à l'entartrage ;
- Résiste à la corrosion interne et externe ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...) ;
- Insensible aux mouvements du terrain ;
- Longue durée de vie (durée de vie théorique : 50ans) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- Coefficient de détamage.
- Résistance à l'ovalisation.

VI.4. Conception du réseau

La conception d'un réseau de distribution est influencée par certains facteurs, tel que :

- Le relief.
- La disposition du quartier.
- Assurer un service souple et régulier.
- L'emplacement des consommateurs principaux.

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

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

VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

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

- Déterminer la longueur de chaque tronçon.
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route.
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe et celle d'incendie.
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VI.5.1. Déterminer les débits du réseau [3]

VI.4.2.1 Débit spécifique

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

$$q_{Sq} = \frac{Q_P}{\sum L} \quad (VI.1)$$

Avec :

Q_P : débit de pointe (l/s).

$\sum L$: Somme des longueurs des tronçons du réseau concerné par le débit de route.

VI.4.2.2 Débits en route

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

$$Q_r = q_s \times L \quad (VI.2)$$

Avec :

Q_r : débit en route du tronçon concerné (l/s).

q_s : débit spécifique (l/s.m).

L : longueur du tronçon concerné.

Débits aux nœuds

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

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0,55 \sum Q_{ri} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit nodal du nœud concerné ;
- Q_{ci} : Somme des débits ;
- Q_{ri} : Débits concentré au nœud i (l/s).

VI.5.2. Méthode de calcul**Réseau maillé**

Un réseau maillé bien plus intéressant pur l'exploitation ,est plus compliqué a calculer .Il comprend des nœud et des maille c'est-à-dire des ensemble de branches formant un circuit fermé.la méthode utilisé dans les calcul du réseau de distribution maillé est celle de HARDY-CROSS, qui se repose sur les deux lois de KIRCHOFF.

- **Loi de nœud** : à somme des débits qui arrivent à un nœud est égale à la somme des débits qui en partent
- **Loi des mailles** : La somme algébrique des pertes de charges (ou de la pression) le long d'une maille orientées dans un sens arbitraire est nulle [13]
- **Principe de la méthode de HARDY-CROSS** : La méthode consiste tout à fixer pour chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement tout en respectant la première loi .de diamètre étant fixé, on calcul les pertes de charges. Des pertes de charges sont évidemment affectées du signe qui aura été choisi pour les débits puisque les pertes de charges augmentent dans le sens de l'écoulement on prend comme ses positif, les le sens donné par les aiguilles d'une montre. La deuxième loi n'étant pas vérifiée du premier coup, il devient nécessaire de modifier les débits supposes jusqu'à satisfaction de cette loi [13]
- **Débit correctif** : Le débit de correction pour une maille donnée (à ajouter ou à retrancher) est donné par la relation suivante :

$$\Delta Q_r = \frac{\sum j_i}{2 \times \left(\frac{\sum j_i}{Q_i} \right)} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- $\sum j_i$: Somme algébrique des pertes de charge dans une maille donnée en (m)
- Q_i : Débit au tronçon « i »

VI.6. Dimensionnement du réseau

Dans notre cas :

Le débit de pointe : $Q_p = 23.96$ l/s

La somme des longueurs : $\sum L = 5856.1$ m

Le débit spécifique : $Q_s = 0.0041$

VI.5.5. Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.1) : Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° Nœuds	Tronçon	longueur	Qps (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R1	R1-N2	221,75	0,0041	0,909175	---
2	N2-N4	184,5	0,0041	0,75645	1,486
	N2-N3	66,95	0,0041	0,274	
3	---	---	0,0041	---	0,137
4	N4-N5	162,74	0,0041	0,667	2,242
	N4-N6	291,75	0,0041	1,196	
5	---	---	0,0041	---	0,334
6	N6-N7	59,8	0,0041	0,245	1,551
	N6-N13	172,6	0,0041	0,708	
7	N7-N6	59,8	0,0041	0,245	1,354
	N7-N8	280,14	0,0041	1,149	
	N7-N9	320,47	0,0041	1,314	
8	N8-N7	280,14	0,0041	1,149	1,575
	N8-N10	224,48	0,0041	0,920	
	N8-N16	263,6	0,0041	1,081	
9	N9-N7	320,47	0,0041	1,314	2,627
	N9-N10	196,1	0,0041	0,804	
	N9-N11	764,7	0,0041	3,135	
10	N10-N8	224,48	0,0041	0,920	1,176
	N10-N9	196,1	0,0041	0,804	
	N10-N12	153,02	0,0041	0,627	
11	---	---	0,0041	---	1,568
12	---	---	0,0041	---	0,314
13	N13-N6	172,6	0,0041	0,708	0,949
	N13-N14	290,2	0,0041	1,190	
14	N14-N13	290,6	0,0041	1,191	1,409
	N14-N15	271,103	0,0041	1,112	
	N14-N16	125,7	0,0041	0,515	
15	---	---	0,0041	---	0,556
16	N16-N14	125,7	0,0041	0,515	0,862
	N16-N8	263,6	0,0041	1,081	
	N16-N17	30,977	0,0041	0,127	

Tableau (VI.2) suite : Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

17	N17-N18	406,33	0,0041	1,666	2,321
	N17-N19	144,2	0,0041	0,591	
18	---	---	0,0041	---	0,833
19	N19-N20	174,88	0,0041	0,717	3,740
	N19-N21	665,33	0,0041	2,728	
20	---	---	0,0041	---	0,359
21	N21-N22	417,31	0,0041	1,711	3,930
	N21-N23	208,64	0,0041	0,855	---
22	---	---	0,0041	---	0,855
23	---	---	0,0041	---	0,428

VI.7. Apport informatique

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

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

Le logiciel utilisé dans notre calcul est le logiciel EPANET.

VI.7.1. Présentation du logiciel EPANET [14]

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

VI.7.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

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

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

L'environnement de travail de base d'EPANET est affiché dans la figure ci-dessous. Les éléments d'interface sont: une Barre de Menu, deux Barres d'Outils, une Barre d'État, une fenêtre du Schéma du Réseau, une fenêtre de Navigateur, et une fenêtre d'Éditeur des Propriétés. La description de chacun de ces éléments est réalisée dans les sections suivantes.

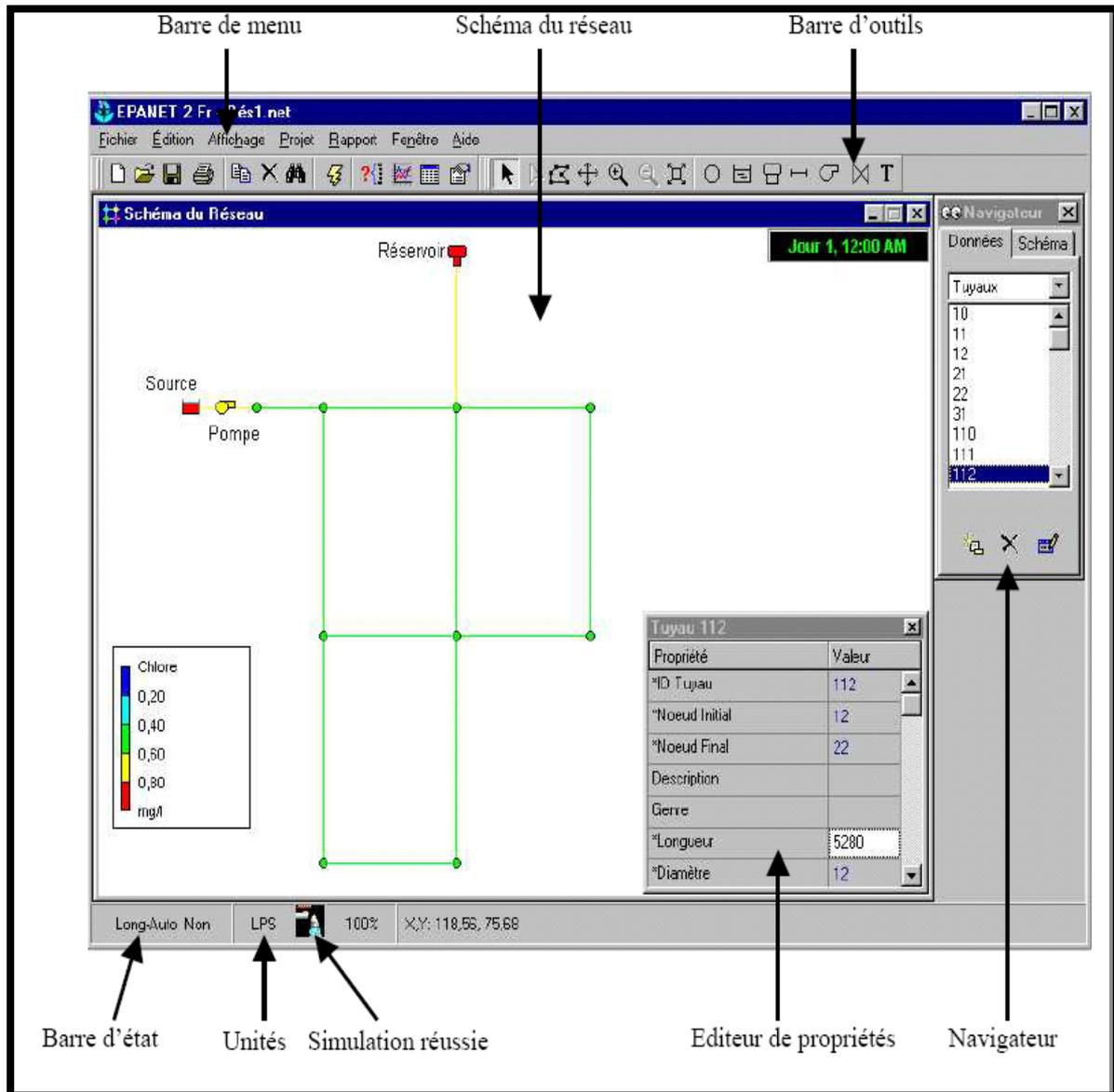


Figure (VI.1) : Environnements de travail sur EPANET

VI.7.3. Composants du Réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. La figure VI.3 indique les liaisons entre les différents objets formant le réseau.

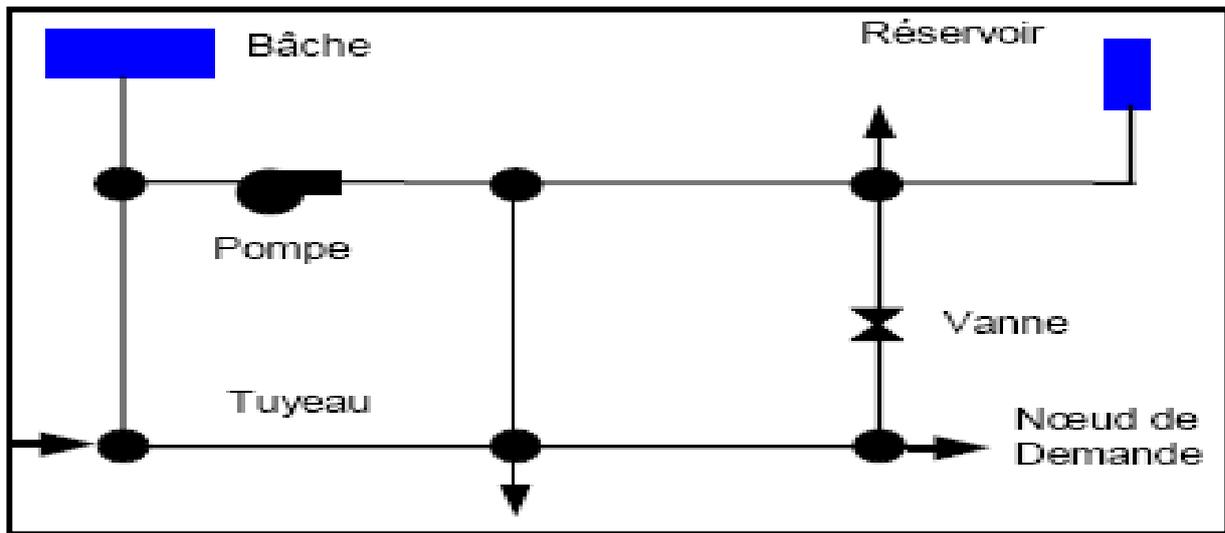


Figure (VI.2) : Les Composants du réseau.

VI.7.3.1. Nœuds de demande

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les Nœuds de demande sont :

- L'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer) ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau) ;
- La qualité initiale de l'eau.

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- La pression.

VI.7.3.2. Réservoirs

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes :

- L'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro) ;
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique) ;
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau ;
- La qualité initiale de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants :

- La charge (altitude de l'eau) ;
- La pression (niveau de l'eau) ;
- La qualité de l'eau.

VI.7.3.3. Tuyaux

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont :

- les nœuds initial et final ;
- le diamètre ;
- la longueur ;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge) ;
- l'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- le débit ;
- la vitesse d'écoulement ;
- la perte de charge ;
- le facteur de friction de Darcy-Weisbach ;
- la vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau) ;
- la qualité moyenne de l'eau (le long du tuyau).

VI.7.3.4. Vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont :

- les nœuds d'entrée et de sortie ;
- le diamètre ;
- la consigne de fonctionnement ;
- l'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont

- le débit ;
- la perte de charge hydraulique.

VI.7.4. Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydraulique (vitesses, débits, pressions, charges) à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque arc du réseau. Ce procédé, appelé équilibre hydraulique du réseau, utilise une technique itérative pour résoudre les équations nom linaires en jeux en utilisant « l'algorithme du Gradient ».

VI.7.5. Résultats et constatations

Dans le tableau (VI.2), on trouve le débit, la vitesse, la perte de charge et ainsi que le coefficient de frottement dans chaque tronçon.

Tableau (VI.3) : État des arcs du réseau pour le cas de pointe

	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	221,75	270	30,61	0,53
Tuyau 2	184,5	20	0,14	0,44
Tuyau 3	66,95	200	28,98	0,92
Tuyau 4	162,74	25	0,33	0,68
Tuyau 5	291,75	200	26,41	0,84
Tuyau 6	59,8	190	14,34	0,51
Tuyau 7	280,14	150	8,91	0,5
Tuyau 8	320,47	73	4,08	0,97
Tuyau 9	224,48	60	1,61	0,57
Tuyau 10	196,1	20	0,12	0,37
Tuyau 11	764,7	50	1,57	0,8
Tuyau 12	153,02	20	0,31	1
Tuyau 13	172,6	160	10,51	0,52
Tuyau 14	290,2	150	9,56	0,54
Tuyau 15	271,103	35	0,56	0,58
Tuyau 16	125,7	100	7,6	0,97
Tuyau 17	263,6	100	5,73	0,73
Tuyau 18	30,977	175	12,47	0,52
Tuyau 19	406,33	35	0,83	0,87
Tuyau 20	144,2	115	9,31	0,9
Tuyau 21	174,88	20	0,01	0,04
Tuyau 22	100	200	0,37	0,01
Tuyau 23	665,33	100	5,21	0,66
Tuyau 24	417,31	35	0,86	0,89
Tuyau 25	208,64	25	0,43	0,87

Remarque : On remarque que la majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre vitesses 0.5 et 1 m/s.

N.B : Pour les conduites ayant des vitesses très faible, tel que le tuyau 22. On doit placer une vanne de vidange pour éviter les dépôts

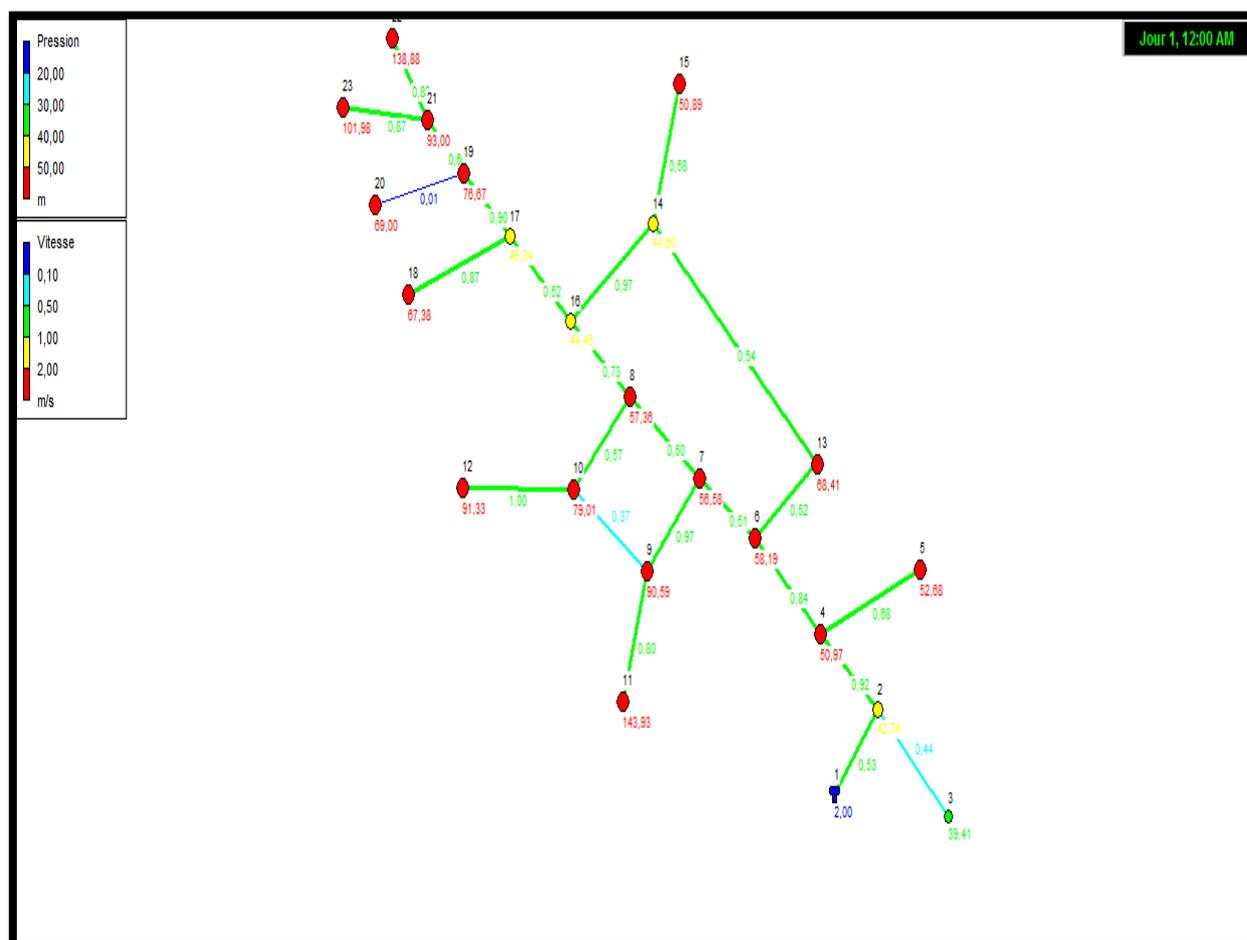


Figure (VI.3) : Résultats de la simulation

Suite au relief de la zone de notre étude, qui est très accidenté, on remarque que les pressions dépassent celle requise, qui va causer des désagréments de bruit aux abonnés et touche au rendement massique du réseau (tableau VI.3).

Tableau (VI.4) : État des Nœuds du Réseau

Nœud_	Altitude (m)	Demande LPS	Charge (m)	Pression (m)
nœud 2	414,906	1,49	457,65	42,74
nœud 3	415,27	0,14	454,68	39,41
nœud 4	406,442	2,24	457,41	50,97
nœud 5	400,44	0,33	453,12	52,68
nœud 6	398,206	1,55	456,4	58,19
nœud 7	399,74	1,35	456,32	56,58
nœud 8	398,499	1,58	455,85	57,36
nœud 9	395	2,63	452,08	90,59
nœud 10	400	1,18	454,42	79,01
nœud 11	390	1,57	440,82	143,93
nœud 12	380	0,31	443,85	91,33
nœud 13	387,25	0,95	456,11	68,41
nœud 14	412,993	1,41	455,56	44,6

Tableau (VI.5) suite : État des Nœuds du Réseau

nœud 15	401,173	0,56	452,06	50,89
nœud 16	410	0,86	454,45	44,45
nœud 17	405,06	2,32	454,4	49,34
nœud 18	390	0,83	443,63	67,38
nœud 19	376,788	3,74	453,46	76,67
nœud 20	384,46	0,36	453,46	69
nœud 21	357,462	3,93	450,46	93
nœud 22	350	0,86	438,88	138,88
nœud 23	339,951	0,43	441,93	101,98
Réservoir 1	455,85	-30,61	457,85	2

Remarque :

Suite aux problèmes de surpression, on doit faire appel aux régulateurs de pression aval, car c'est la solution la plus adéquate pour notre cas.

Le régulateur de pression réduit la pression à l'aval de l'appareil, quelles que soit les variations du débit et la pression amonts. Annexe

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

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

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

Une autre simulation est lancée avec la présence des régulateurs de pression les résultats mentionnés dans le tableau (VI.4).

VI.7.6. Résultats simulation de réseau avec régulateurs de pression

Une autre simulation est lancée avec la présence des régulateurs de pression les résultats mentionnés dans le tableau (VI.4).

Tableau (VI.6) : État des Nœuds du Réseau avec vannage

ID Nœud	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
nœud 2	1,49	457,65	42,74
nœud 3	0,14	454,68	39,41
nœud 4	2,24	437,65	31,21
nœud 5	0,33	433,36	32,92
nœud 6	1,55	436,64	38,43
nœud 7	1,35	436,39	36,65
nœud 8	1,58	434,94	36,45
nœud 9	2,63	432,1	37,1
nœud 10	1,18	433,55	33,55
nœud 11	1,57	420,84	30,84
nœud 12	0,31	419,74	39,74
nœud 13	0,95	436,17	48,47
nœud 14	1,41	435,23	24,27
nœud 15	0,56	431,73	30,56
nœud 16	0,86	434,93	24,93
nœud 17	2,32	434,89	29,83
nœud 18	0,83	424,12	34,12
nœud 19	3,74	414,89	38,1
nœud 20	0,36	414,89	30,43
nœud 21	3,93	394,89	37,43
nœud 22	0,86	384,48	34,48
nœud 23	0,43	386,35	36,35
Réservoir 1	30,61	457,85	2

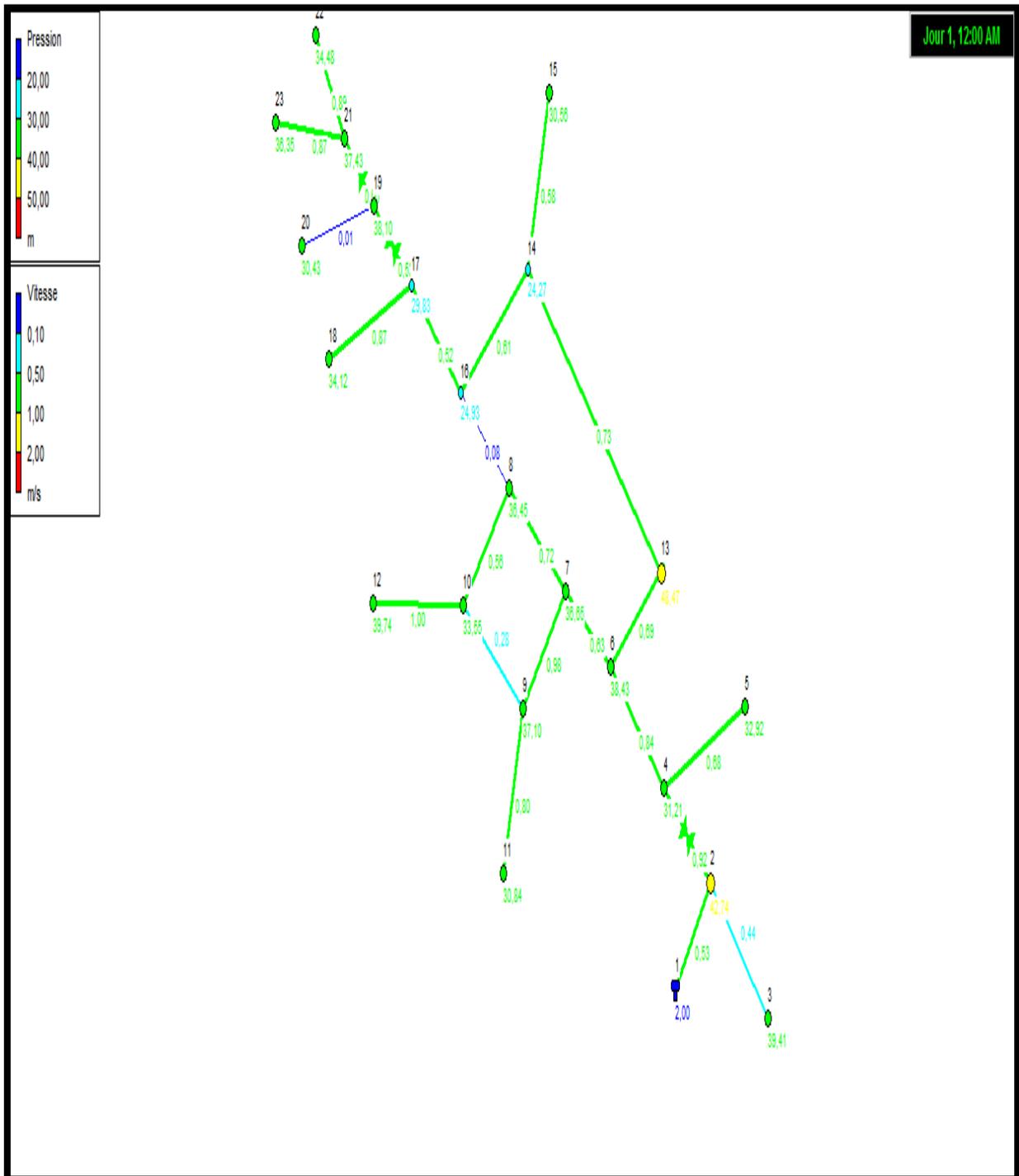


Figure (VI.4) : Résultat de la simulation avec vannage.

VI.7.7. Vérification de réservoir en cas de (pointe + incendie)

Il faut vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau pendant deux heures (2h) est de 60m³/h (soit 16.67l/s).

En tout point du réseau de distribution, dans notre étude on a vérifié ce cas pour le nœud(8).

Les calculs des débits aux nœuds sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.7) : Calcul du débit aux nœuds en cas de (pointe + incendie)

N° Nœuds	Tronçon	longueur(m)	Qps (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R1	R1-N2	221,75	0,0041	0,909175	---
2	N2-N4	184,5	0,0041	0,75645	1,486
	N2-N3	66,95	0,0041	0,274	
3	---	---	0,0041	---	0,137
4	N4-N5	162,74	0,0041	0,667	2,242
	N4-N6	291,75	0,0041	1,196	
5	---	---	0,0041	---	0,334
6	N6-N7	59,8	0,0041	0,245	1,551
	N6-N13	172,6	0,0041	0,708	
7	N7-N6	59,8	0,0041	0,245	1,354
	N7-N8	280,14	0,0041	1,149	
	N7-N9	320,47	0,0041	1,314	
8	N8-N7	280,14	0,0041	1,149	18,245
	N8-N10	224,48	0,0041	0,920	
	N8-N16	263,6	0,0041	1,081	
9	N9-N7	320,47	0,0041	1,314	2,627
	N9-N10	196,1	0,0041	0,804	
	N9-N11	764,7	0,0041	3,135	
10	N10-N8	224,48	0,0041	0,920	1,176
	N10-N9	196,1	0,0041	0,804	
	N10-N12	153,02	0,0041	0,627	
11	---	---	0,0041	---	1,568
12	---	---	0,0041	---	0,314
13	N13-N6	172,6	0,0041	0,708	0,949
	N13-N14	290,2	0,0041	1,190	
14	N14-N13	290,6	0,0041	1,191	1,409
	N14-N15	271,103	0,0041	1,112	
	N14-N16	125,7	0,0041	0,515	
15	---	---	0,0041	---	0,556
16	N16-N14	125,7	0,0041	0,515	0,862
	N16-N8	263,6	0,0041	1,081	
	N16-N17	30,977	0,0041	0,127	
17	N17-N18	406,33	0,0041	1,666	2,321
	N17-N19	144,2	0,0041	0,591	
18	---	---	0,0041	---	0,833

Tableau (VI.5) suite : Calcule débit aux nœuds en cas de (pointe + incendie)

19	N19-N20	174,88	0,0041	0,717	3,740
	N19-N21	665,33	0,0041	2,728	
20	---	---	0,0041	---	0,359
21	N21-N22	417,31	0,0041	1,711	3,930
	N21-N23	208,64	0,0041	0,855	---
22	---	---	0,0041	---	0,855
23	---	---	0,0041	---	0,428

VI.7.7.1. Les résultats de la simulation de réseau (cas de pointe + incendie)

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessus :

Tableau (VI.8) : Etat de nœud du réseau (cas de pointe plus incendie)

N° Nœuds	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
Nœud 2	1,49	457,48	42,57
Nœud 3	0,14	454,51	39,24
Nœud 4	2,24	437,48	31,03
Nœud 5	0,33	433,19	32,75
Nœud 6	1,55	436,33	38,13
Nœud 7	1,35	435,91	36,17
Nœud 8	18,24	434,65	36,15
Nœud 9	2,63	432,13	37,13
Nœud 10	1,18	433,28	33,28
Nœud 11	1,57	420,87	30,87
Nœud 12	0,31	419,46	39,46
Nœud 13	0,95	435,98	38,73
Nœud 14	1,41	434,7	21,74
Nœud 15	0,56	431,2	30,02
Nœud 16	0,86	434,36	33,36
Nœud 17	2,32	434,32	29,26
Nœud 18	0,83	423,55	33,55
Nœud 19	3,74	414,32	37,53
Nœud 20	0,36	414,32	29,86
Nœud 21	3,93	394,32	36,86
Nœud 22	0,86	383,9	33,9
Nœud 23	0,43	385,78	35,78
Réservoir 1	-47,27	457,85	2

Tableau (VI.9) : Etat des tronçons du réseau (cas de pointe +incendie)

	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert charge (m)
Tuyau 1	47,27	0,77	1,68
Tuyau 2	0,14	0,44	16,07
Tuyau 4	0,33	0,68	26,35
Tuyau 5	43,07	0,99	3,91
Tuyau 7	19,84	0,93	4,49
Tuyau 8	4,12	0,93	11,81
Tuyau 9	1,57	0,55	6,12
Tuyau 10	0,08	0,24	5,9
Tuyau 11	1,57	0,8	14,72
Tuyau 12	0,31	1	69,08
Tuyau 13	16,2	0,64	2,04
Tuyau 14	15,26	0,86	4,42
Tuyau 15	0,56	0,58	12,92
Tuyau 16	13,29	0,68	2,68
Tuyau 17	0,04	0,12	1,1
Tuyau 18	12,47	0,52	1,46
Tuyau 19	0,83	0,87	26,5
Tuyau 21	0,02	0,07	0
Tuyau 22	0,38	0,01	0
Tuyau 24	0,86	0,89	27,77
Tuyau 25	0,43	0,87	40,9
Tuyau 6	25,32	0,96	4,24
Vanne 3	45,65	0,97	20
Vanne 20	9,31	0,53	20
Vanne 23	5,21	0,66	20

Remarque : pour les tronçons ayant des vitesses très faible, on doit placer une vanne de vidange afin d'éviter les dépôts

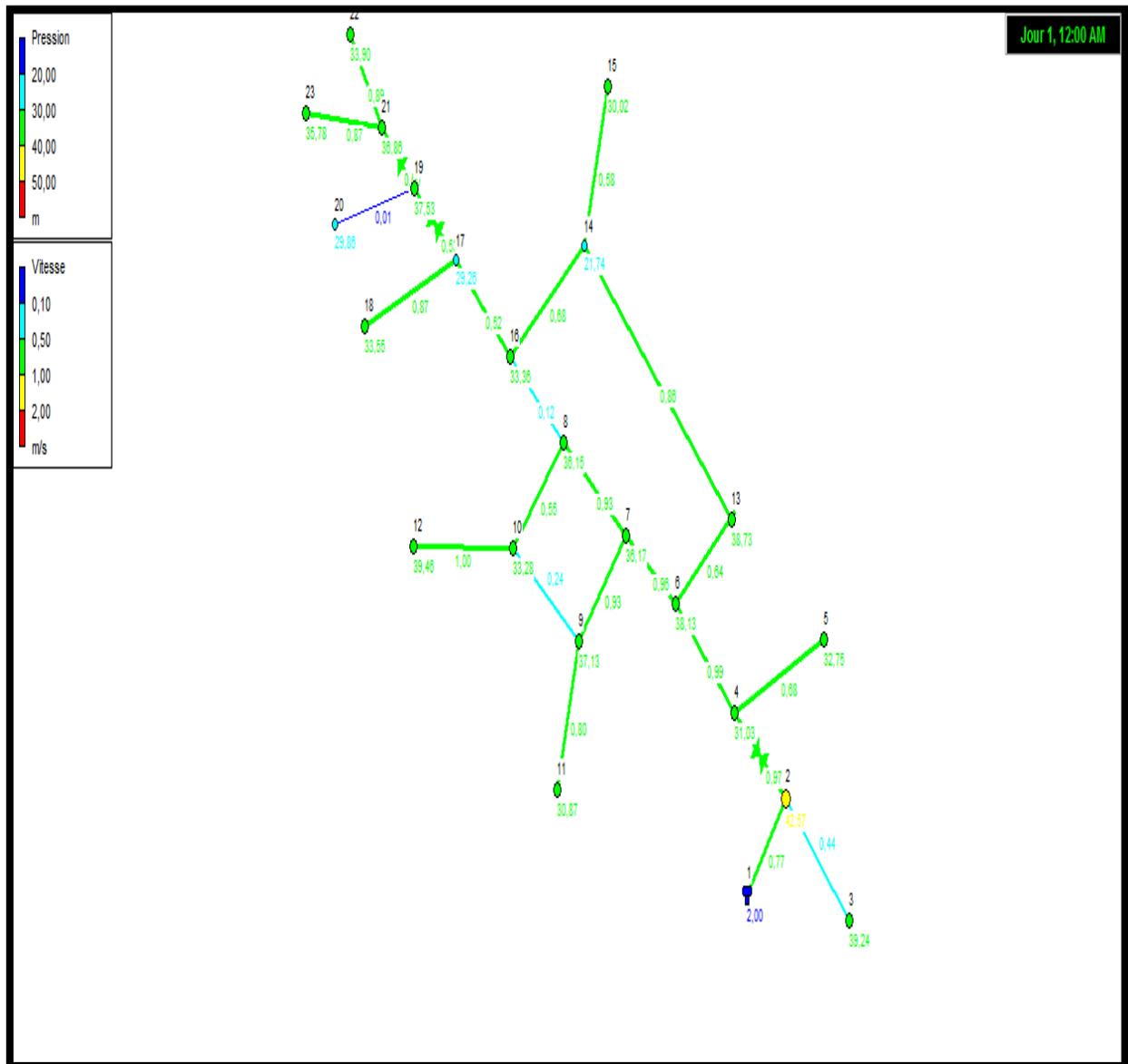


Figure (VI.5) : Résultat de la simulation (cas de pointe plus incendie)

VI.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres vitesses et pression, au niveau de ces tronçons et des nœuds, pour un bon fonctionnement du système d'alimentation. Les résultats sont obtenus à l'aide d'une simulation avec le logiciel EPANET.

Conclusion général

Au cours de ce travail, nous avons proposé une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en potable de la commune d' Afir, willaya de Boumerdès et ces villages voisins.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 33.57 l/s, et l'apport des forages existants est de 18.12l/s. ce qui est loin de satisfaire, le déficit sera comblé par le renforcement à partir de la station de dessalement des eaux de mer de Cap-Djanet et par la station de traitement des eaux du barrage de Taksebt.

Afin d'assurer le stockage de l'eau, nous avons procédé à projeter six nouveaux réservoirs jumelés avec les réservoirs existants. Pour l'acheminement des eaux, nous avons dimensionné les conduites d'adduction, par la suite nous avons fait le choix des pompes adéquates pour les refoulent vers les stations de reprise puis vers les réservoirs de stockage.

Pour assurer la sécurité du réseau, nous avons effectué une vérification du coup de bélier. Les résultats montrent des dépressions dans certaines conduites gravitaire, pour remédier à ce problème nous avons proposé l'installation de vannes à fermetures lente.

Lors de l'étude du réseau de distribution, nous avons opté pour un réseau mixte comme mode de distribution avec des conduites en PEHD. Le réseau en question a été simulé à l'aide de, logiciel EPANET pour les deux cas : débit de pointe sans et avec le débit incendie.

Enfin, nous souhaitons, avec toute modestie, que ce travail servira de référence autant pour la réalisation de ce projet, que pour les études futures dans le domaine de l'alimentation en eau potable

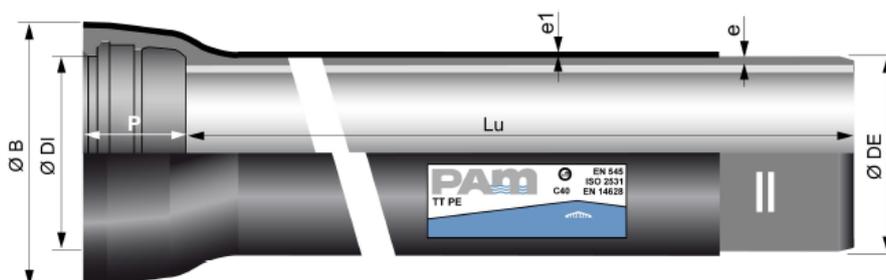
Bibliographie

- [1] Information requise auprès des services de l'APC d'Afir.
- [2] Information requise auprès de la direction d'hydraulique de la wilaya de Boumerdès
- [3] DUPONT, A. : « Hydraulique urbaine ». Tome II, Edition Eyrolles, 1979.
- [4] Catalogue PAM Adduction d'eau : « canalisation pour l'eau potable et l'irrigation, tuyaux et raccordement ». Saint-Gobain 2010.
- [5] BONNIN, J. : « hydraulique urbaine appliqué aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles ,1977.
- [6] BENDHMANE, B. et OUBELAGHA, N : « Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguement EL Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou) ». Mémoire de fin d'étude, université de Bejaia, 2007
- [7] LABORDE, J.P. : "Eléments d'Hydraulique générale". Edition 2000.
- [8] Catalogue de choix des pompes.
- [9] MARCHESSE, Y. : « Mécanique des fluides ». Ecole catholique d'art et métier, département de génie énergétique et mécanique, Lyon, France, 2011-2012.
- [10] BENMAHIDDINE, N. et AMIR, S : « Etude de la chaine d'adduction de la commune de Sidi-Ayad wilaya de Bejaia ». Mémoire de fin d'étude, université de Bejaia, 2015.
- [12] BENJAMIN, E. STREETER, V. L. and SUO, L.:"Fluid Transients in system".
Prentice Holl, Englewood Cliffs, 1993.
- [13] REGIS, B. BECHIR, S. : « Technique de la gestion et de la distribution de l'eau ». Edition le montier.
- [14] Manuel d'utilisation du logiciel Epanet, fournit avec le CD d'installation.

Annexe 2 : Caractéristiques des conduites d'adduction

 AEP DN 80 à 700		28/07/2015
		ENATE65STD516

Tuyau STANDARD TT PE à joint standard



DN	Lu	Classe	e	e1	Ø DE	Ø DI	P	Ø B	Masse métrique	Référence
mm	m		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	
80	6,000	C40	4,4	1,8	97,8	101,4	92,5	147,0	12,2	SSA80Q60AG
100	6,000	C40	4,4	1,8	117,8	121,4	94,5	168,0	14,9	SSB10Q60AG
125	6,000	C40	4,4	2,0	143,7	147,4	97,5	195,0	18,3	SSB12Q60AG
150	6,000	C40	4,5	2,0	169,7	173,4	100,5	222,0	22,2	SSB15Q60AG
200	6,000	C40	4,7	2,0	221,6	225,2	106,5	279,0	30,2	SSB20Q60AG
250	6,000	C40	5,5	2,0	273,0	276,8	105,5	334,0	46,2	SSB25Q60AG
300	6,000	C40	6,2	2,2	324,9	328,8	107,5	392,0	58,5	SSB30F60AG
350	6,000	C30	6,4	2,2	376,8	380,9	110,5	446,0	71,7	SSB35G60AG
400	6,000	C30	6,5	2,2	427,7	431,9	112,5	499,5	83,5	SSB40G60AG
450	6,000	C30	6,9	2,2	478,6	483,0	115,5	554,0	98,4	SSB45G60AG
500	6,000	C30	7,5	2,5	530,5	535,0	117,5	608,6	116,2	SSB50G60AG
600	6,000	C30	8,7	2,5	633,3	638,1	132,5	718,0	155,5	SSB60G60AG
700	6,000	C25	8,8	2,5	736,6	741,7	192,0	830,0	222,8	SSB70H60AG

Légende :

- DN : Diamètre nominal
- Lu : Longueur utile, en m
- Classe : Classe de pression selon EN 545 et ISO 2531
- e : épaisseur nominale selon ISO 2531, en mm
- e1 : épaisseur polyéthylène
- ØDE : diamètre extérieur nominal du fût selon EN 545 et ISO 2531, en mm
- ØDI : diamètre intérieur nominal de l'entrée de l'emboîture, en mm
- P : profondeur nominale de l'emboîture, en mm
- ØB : diamètre nominal de la collerette de l'emboîture, en mm
- Masse : masse métrique totale (y compris revêtement ciment et emboîture), déterminée avec les épaisseurs nominales, en kg/m
- Référence : Référence commerciale Saint-Gobain PAM

Annexe 3 : Caractéristiques des conduites d'adduction

 AEP DN 80 à 700		28/07/2015
		ENATE65STD516

Domaine d'emploi :

- Pour terrains spéciaux (marins, acides, pollués, courants vagabonds)

Principales caractéristiques :

- Gamme de classe de pression conforme aux normes EN 545-2010 et ISO 2531-2009
- Revêtement extérieur :
 1. partie courante du fût : zinc 200 g/m² + polyéthylène selon NF EN 14628-2006
 2. extrémités du tuyau : époxy zinc + époxy noir
- Revêtement intérieur : mortier de ciment centrifugé résistant aux sulfates (mortier de ciment de haut-fourneau)
- Joint Standard en élastomère EPDM de qualité alimentaire (ACS, KTW, WRAS,...)
- Verrouillage Vi sans boulons

Type d'eaux :

Les canalisations NATURAL[®] en fonte ductile munies des revêtements intérieurs à base de mortier de ciment de haut-fourneau peuvent être utilisées pour véhiculer tous les types d'eau potable conforme à la Directive 98/83/CE.

Pour d'autres types d'eau, les limites d'emploi sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Paramètre	Valeur minimale	Valeur maximale			
	pH	CO2 agressif	Sulfate	Magnésium	Ammonium
Unité	-	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
Valeur	5,5	15	3000	500	30

Le mortier de ciment de haut-fourneau est un mortier de ciment résistant aux sulfates (SRC).

Annexe 4 : Prix des conduites en fonte ductile

Référence SAP PAM	DN (mm)	Quantité (m)	Poids sans joint (kg/m)	Poids total sans joint (kg)	Tarif 2 sans joint (DZD/m)
NSA60Q60	60	1	9,42	9,42	1 530,88
NSA80Q60	80	1	12,20	12,20	1 642,24
NSB10Q60	100	1	14,85	14,85	1 876,24
NSB12Q60	125	1	18,30	18,30	2 200,80
NSB15Q60	150	1	22,15	22,15	4 385,78
NSB20Q60	200	1	30,20	30,20	5 235,19
NSB25Q60	250	1	42,22	42,22	6 783,05
NSB30F60	300	1	55,55	55,55	8 684,41
NSB35G60	350	1	68,83	68,83	10 637,96
NSB40G60	400	1	79,40	79,40	11 856,93
NSB45G60	450	1	93,80	93,80	14 018,46
NSB50G60	500	1	111,15	111,15	16 232,11
NSB60G60	600	1	150,56	150,56	20 813,05
NSB70H70	700	1	186,20	186,20	28 257,82
NSB80H70	800	1	229,00	229,00	33 600,02
NSB90H70	900	1	279,20	279,20	40 705,18
NSC10H70	1000	1	334,00	334,00	47 330,53

Annexe 4 : Fiche technique de la pompe du forage n°01



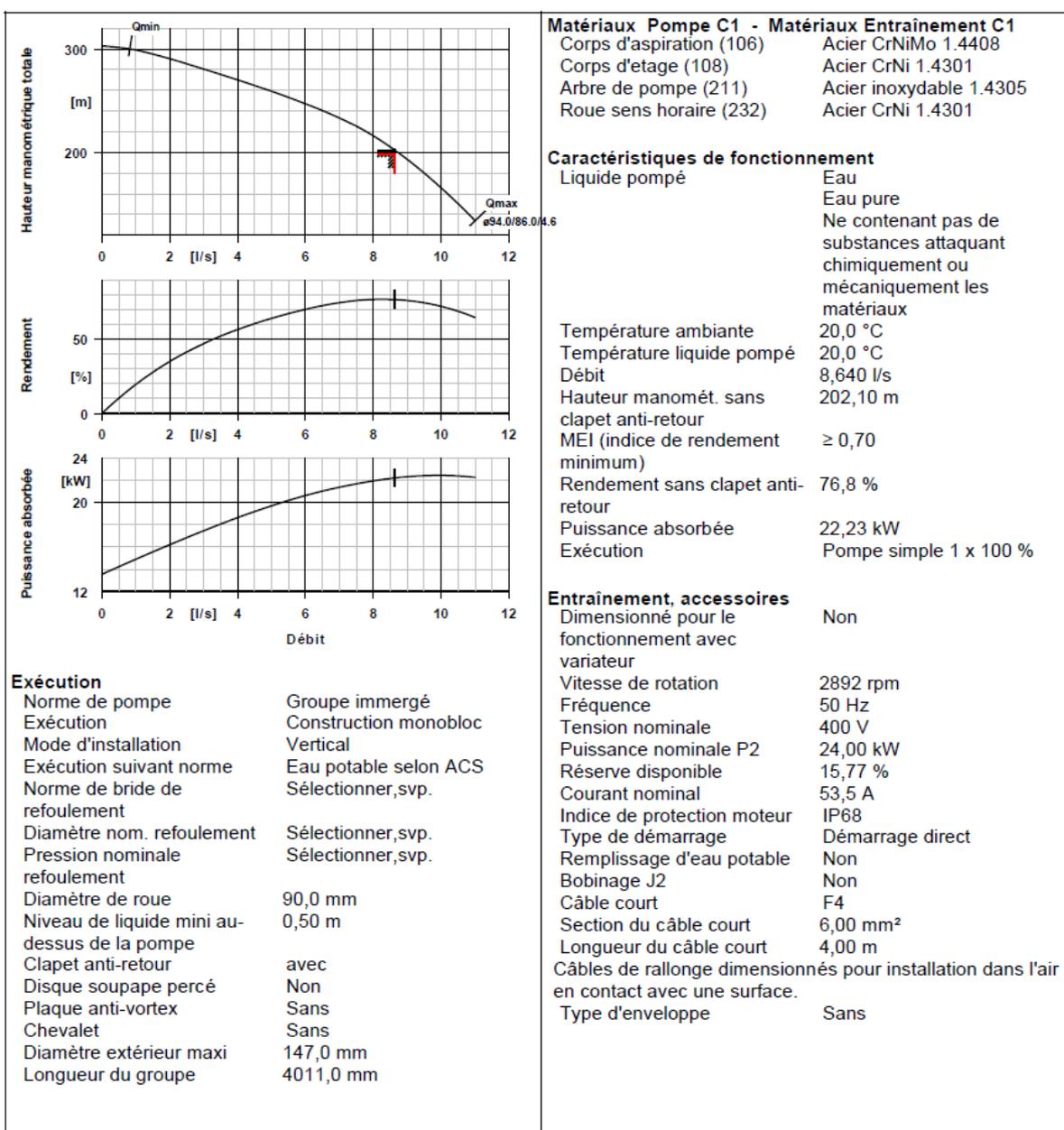
N° de poste client:
Date de communication: 16/05/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 3
Poste:100
Date: 16/05/2016
Page: 1 / 3

UPA 150C-30/27 UMA 150E 26/21

No. de version: 1

Pompe immergée



Annexe 4 : courbe caractéristique de la pompe n°01



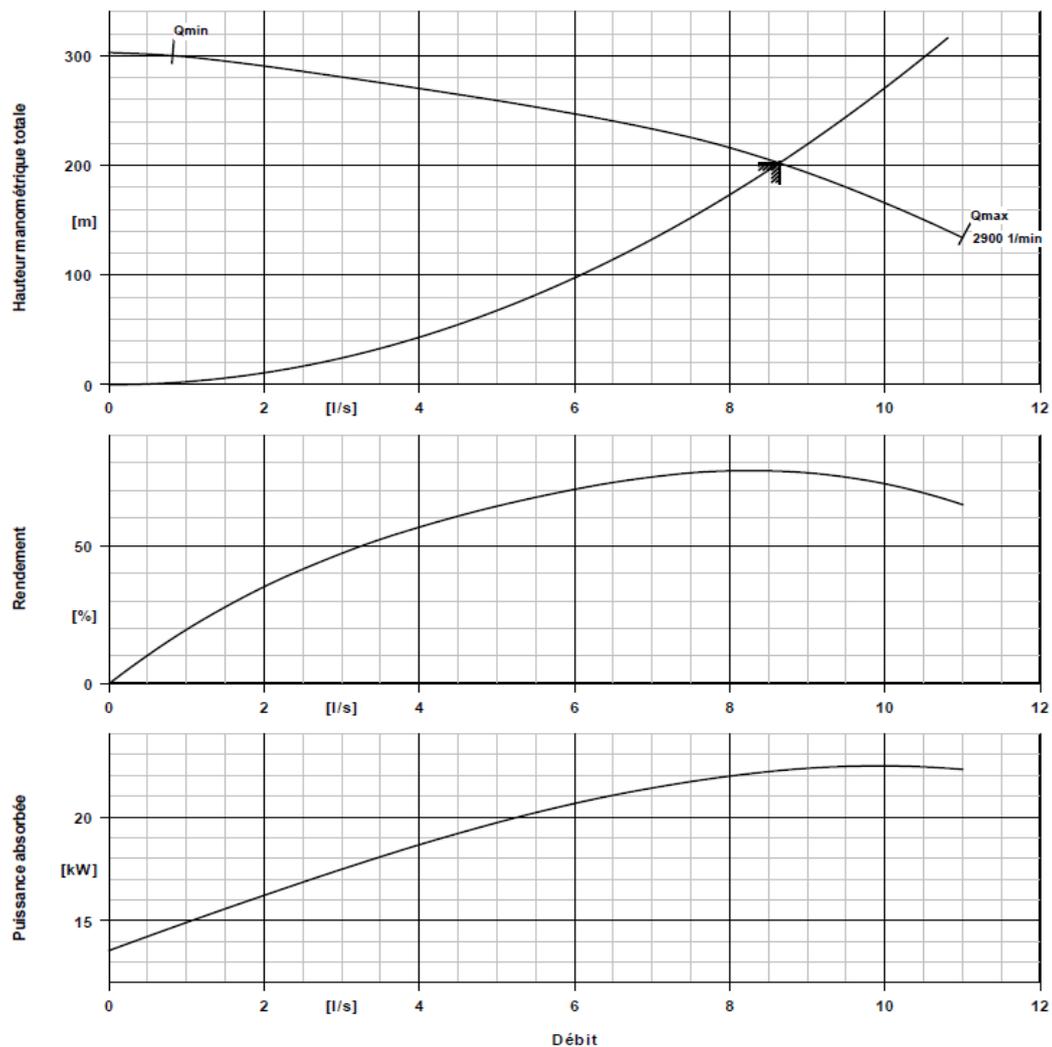
N° de poste client:
Date de communication: 16/05/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 3
Poste: 100
Date: 16/05/2016
Page: 3 / 3

UPA 150C-30/27 UMA 150E 26/21

No. de version: 1

Pompe immergée



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé 998 kg/m³
Viscosité 1,00 mm²/s
Débit 8,640 l/s
Débit demandé 8,640 l/s

Hauteur manométrique totale demandée 197,72 m
MEI (indice de rendement minimum) ≥ 0,70
Diamètre de roue effectif 90,0 mm

Annexe 4 : Fiche technique du forage n°02



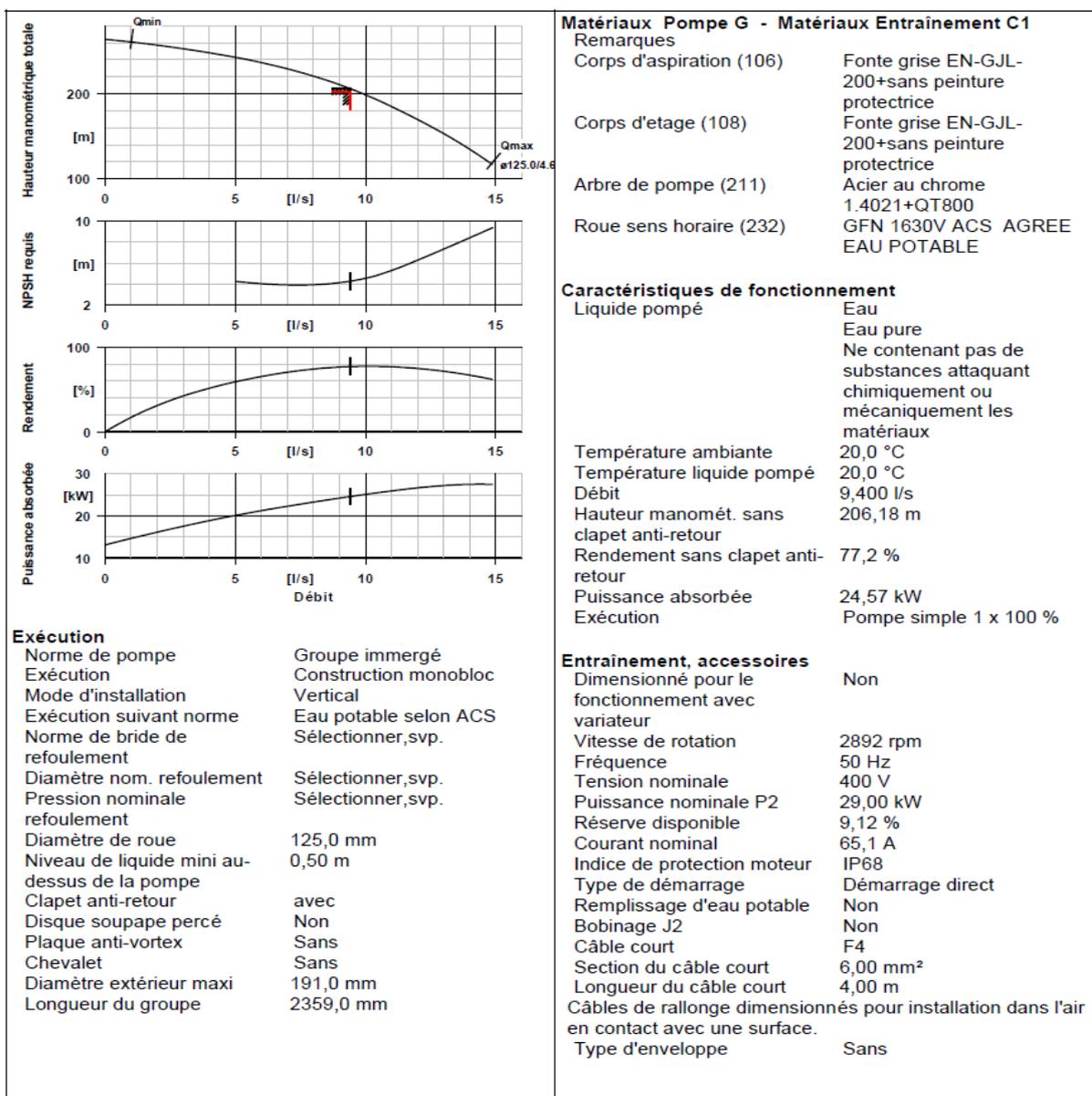
N° de poste client:
Date de communication: 16/05/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 3
Poste:500
Date: 16/05/2016
Page: 1 / 3

UPA 200-11/11a UMA 150E 30/21

No. de version: 1

Pompe immergée



Annexe 4 : Courbe caractéristique de la pompe du forage n°02

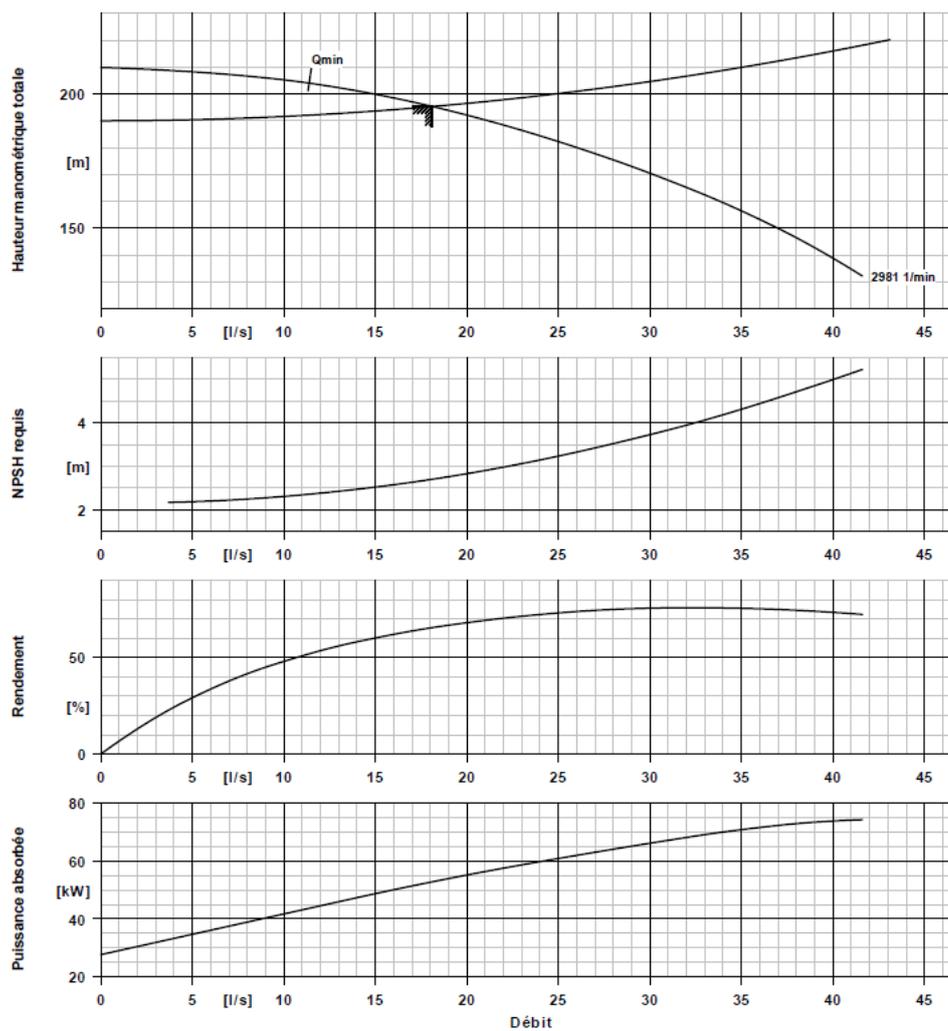


N° de poste client:
Date de communication: 16/05/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 3
Poste:300
Date: 16/05/2016
Page: 2 / 2

Multitec A 100/ 3-7.1 10.67

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Hauteur manométrique totale	195,34 m
Viscosité	1,00 mm ² /s	Hauteur manométrique totale demandée	195,31 m
Débit	18,120 l/s	Diamètre de roue effectif	221,0 mm
Débit demandé	18,120 l/s		

Annexe 5 : Courbe caractéristique de la pompe de la SRI

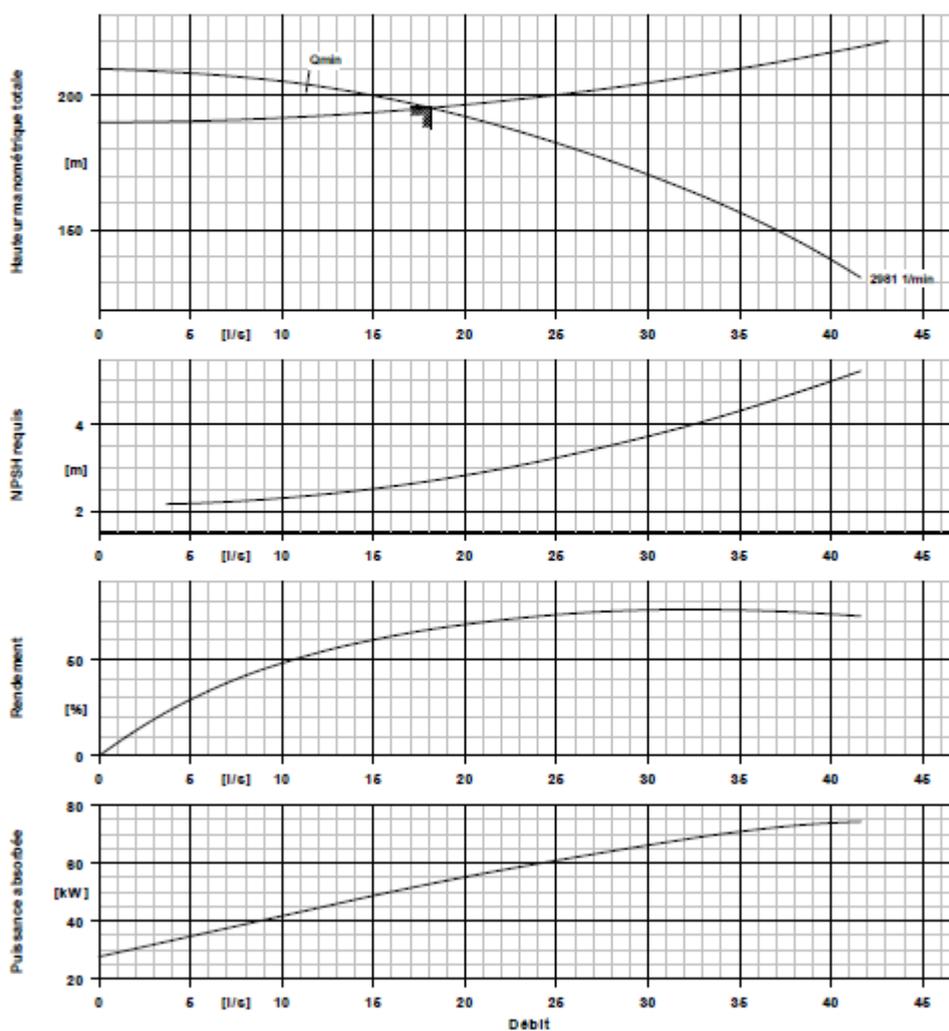


N° de poste client:
Date de communication: 16/05/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 3
Poste:300
Date: 16/05/2016
Page: 2 / 2

Multitec A 100/ 3-7.1 10.67

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Hauteur manométrique totale	195,34 m
Viscosité	1,00 mm ² /s	Hauteur manométrique totale demandée	195,31 m
Débit	18,120 l/s	Diamètre de roue effectif	221,0 mm
Débit demandé	18,120 l/s		

Annexe 6 : Courbe caractéristique de la pompe de la SR2

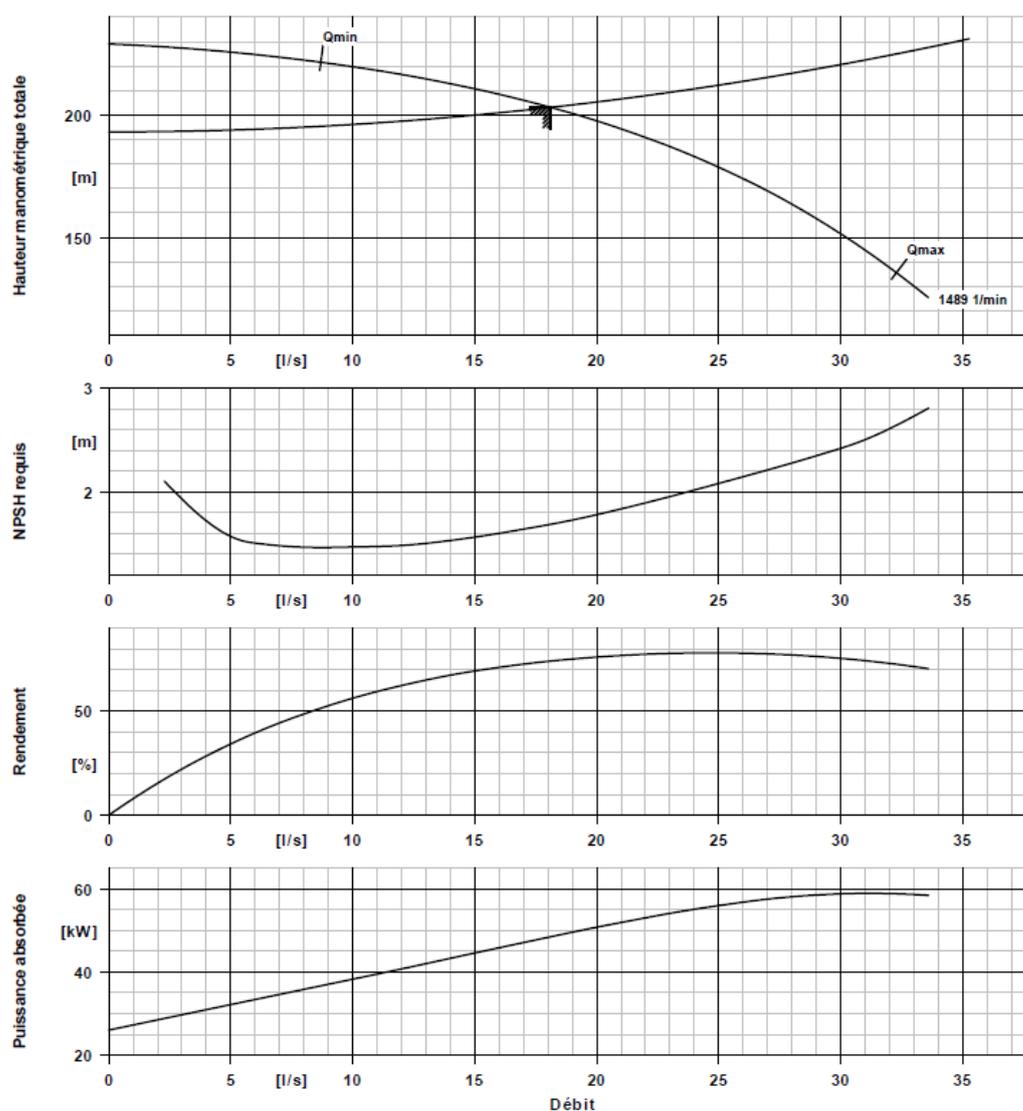


N° de poste client:
Date de communication: 16/05/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 3
Poste:400
Date: 16/05/2016
Page: 2 / 6

Multitec A 100/ 11-8.1 10.67

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Hauteur manométrique totale	201,06 m
Viscosité	1,00 mm ² /s	Hauteur manométrique totale demandée	201,02 m
Débit	18,120 l/s	Diamètre de roue effectif	240,0 mm
Débit demandé	18,120 l/s		

Annexe 7 : Courbe caractéristique de la pompe de la SR3

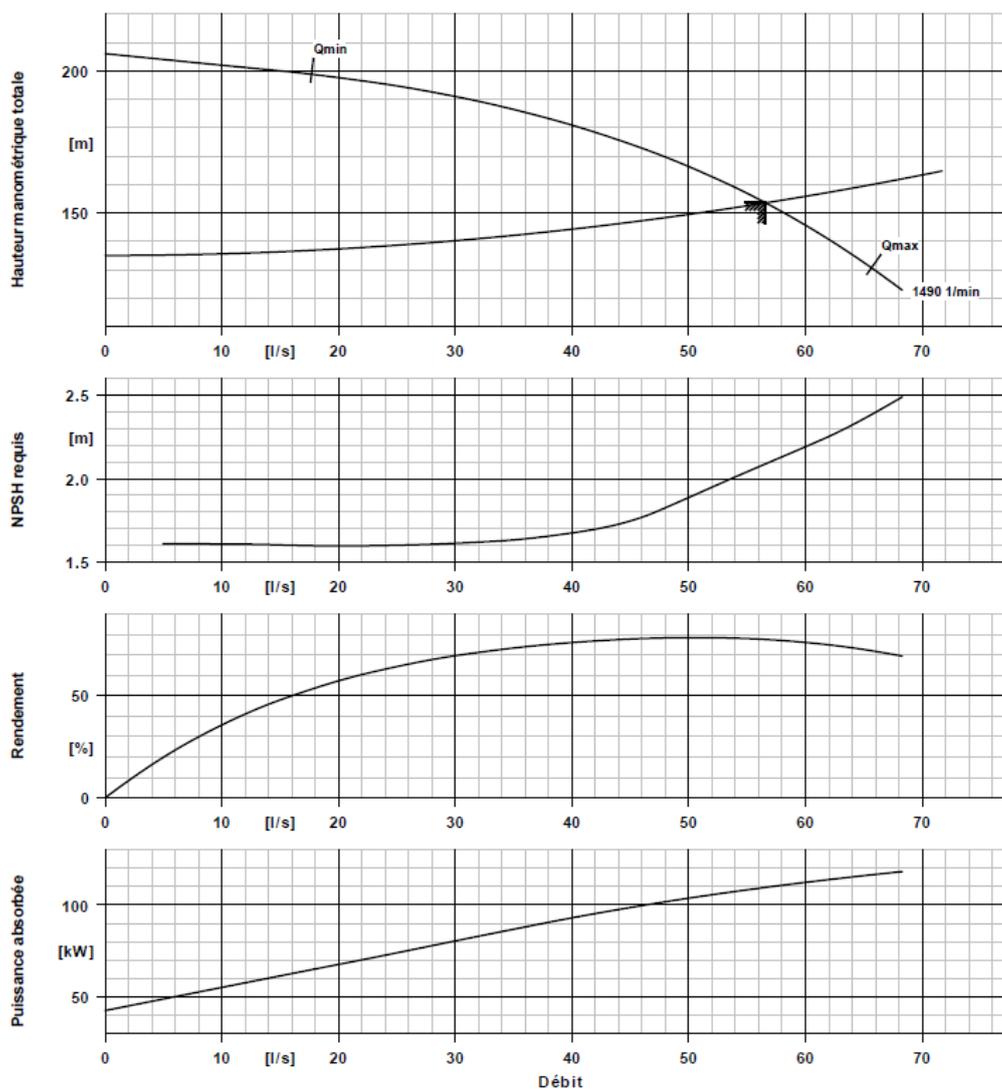


N° de poste client:
Date de communication: 16/05/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 3
Poste:800
Date: 16/05/2016
Page: 2 / 2

Multitec A 125/ 6-10.1 10.67

No. de version 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Hauteur manométrique totale	153,54 m
Viscosité	1,00 mm ² /s	Hauteur manométrique totale demandée	153,55 m
Débit	56,590 l/s	Diamètre de roue effectif	303,0 mm
Débit demandé	56,590 l/s		

Annexe 8 : Courbe caractéristique de la pompe de la SR4

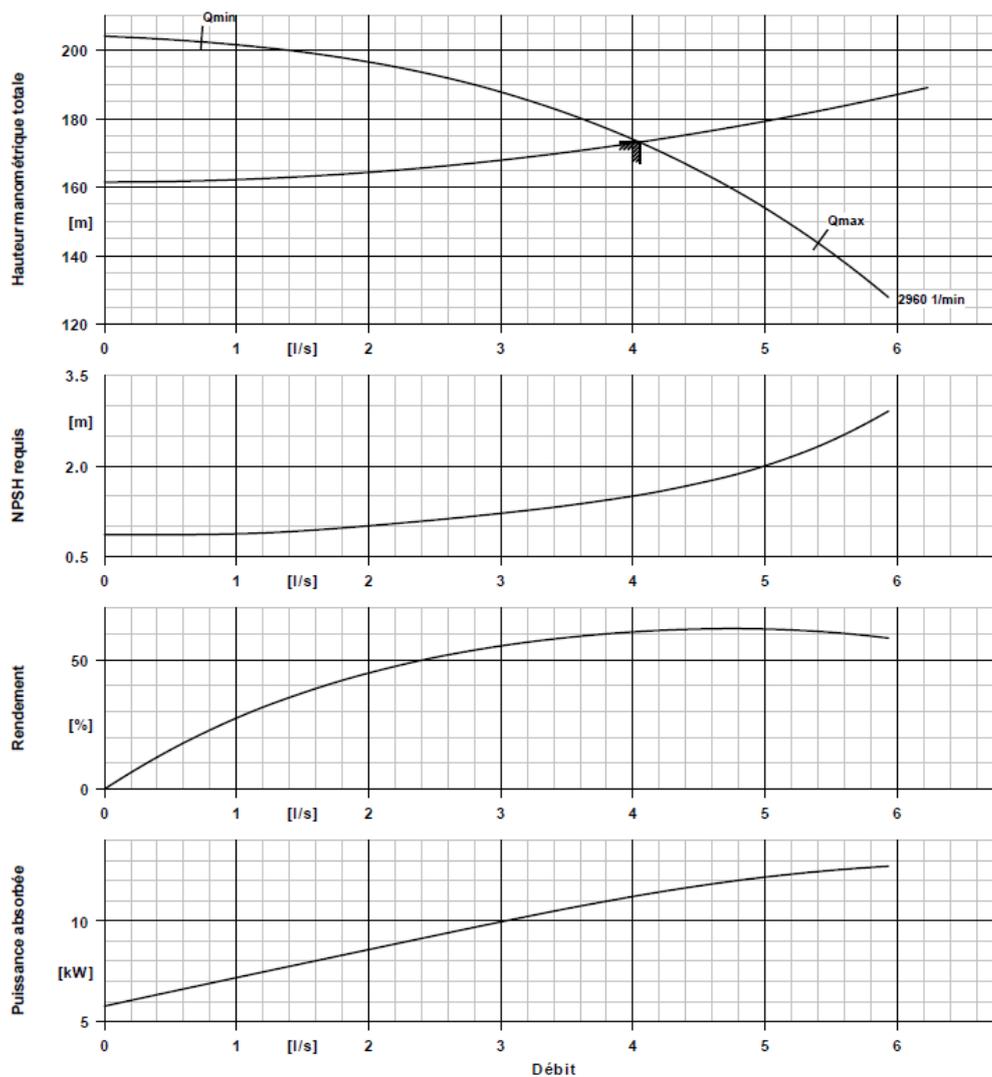


N° de poste client :
Date de communication: 16/05/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 3
Poste:900
Date: 16/05/2016
Page: 2 / 2

Multitec A 32/ 8D-2.1 10.61

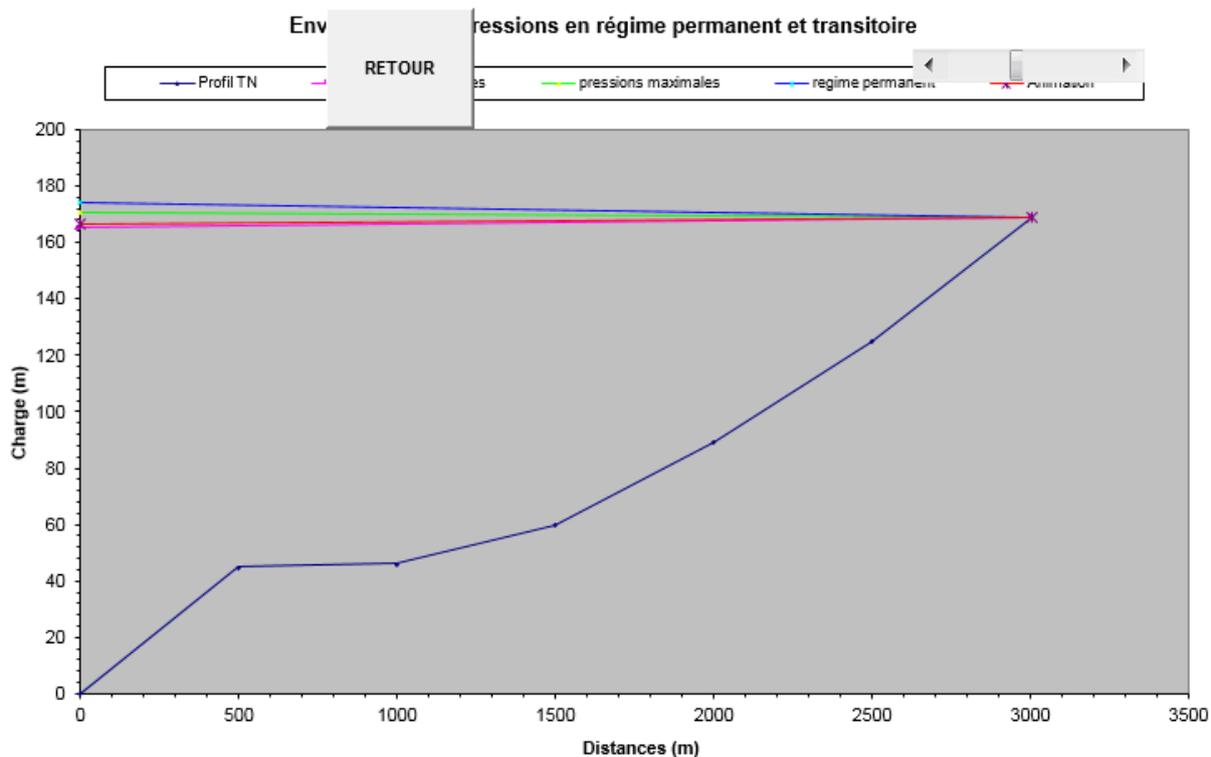
No. de version: 1



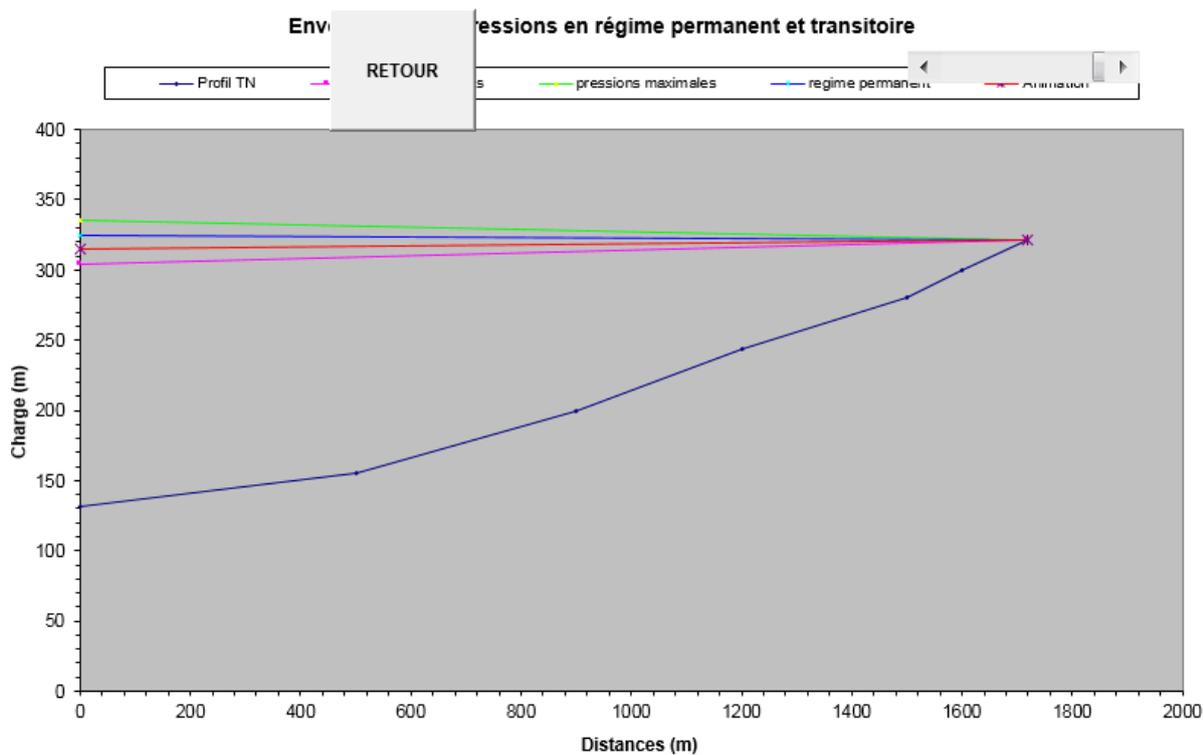
Caractéristiques de courbe

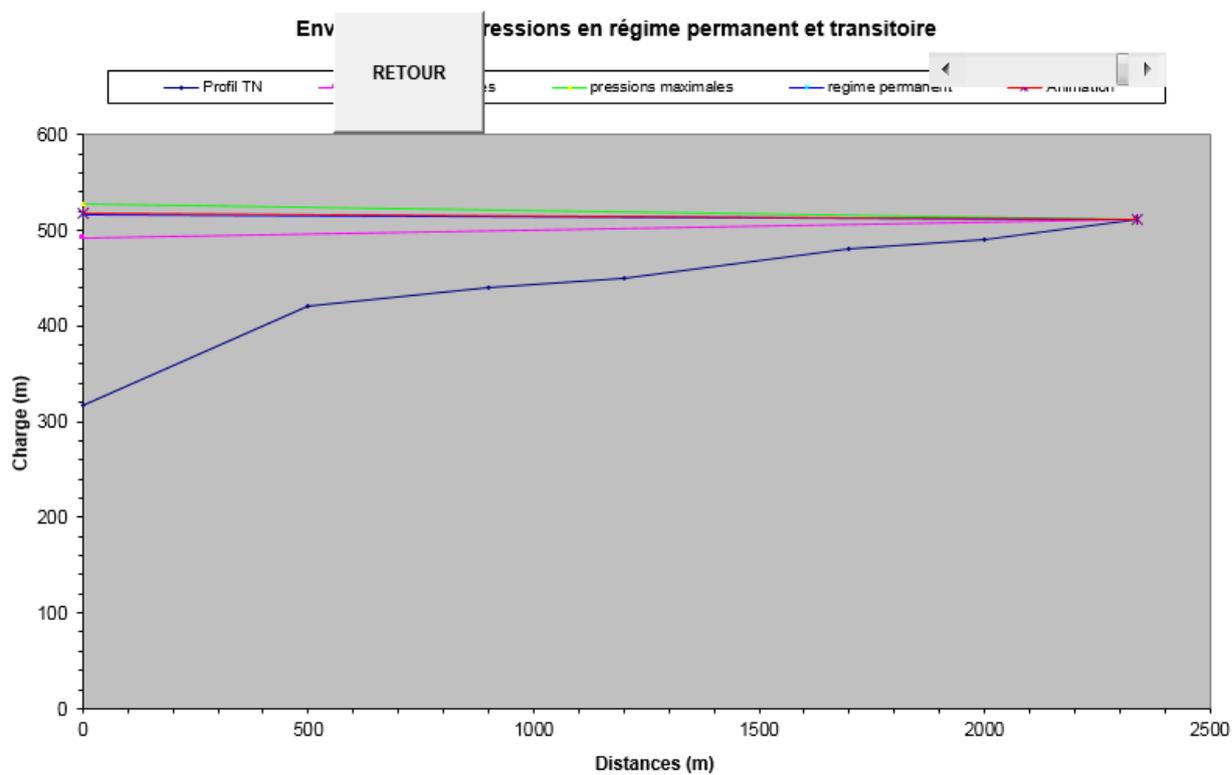
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Hauteur manométrique totale	173,16 m
Viscosité	1,00 mm ² /s	Hauteur manométrique totale demandée	170,21 m
Débit	4,050 l/s	Diamètre de roue effectif	142,0 mm
Débit demandé	4,050 l/s		

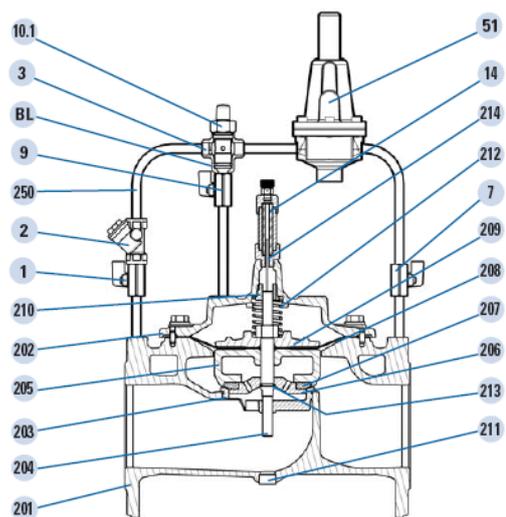
Annexe 9 : Enveloppe des pressions pour le tronçon n°02 F2-SR1



Annexe 10 : Enveloppe des pressions pour le tronçon n°03 SR1-SR2



Annexe 11 : Enveloppe des pressions pour le tronçon n°04 SR2-R1*Annexe 16 : Vanne de régulation de pression aval BAYARD.*



Vanne de base		Circuit pilote	
201	Corps	1	Robinet d'isolement amont
202	Chapeau	2	Filtre à tamis
203	Siège	3	Diaphragme
204	Axe	7	Robinet d'isolement aval
205	Porte-clapet	9	Robinet d'isolement de chambre
206	Serre clapet	10.1	Ralentisseur d'ouverture
207	Clapet	51	Pilote aval G3/8
208	Membrane	BL	Bloc de liaison
209	Flasque	250	Tube circuit pilote
210	Bague de guidage		
211	Bouchon		
212	Ressort		
213	Jonc de retenue		
214	Tige indicateur		
14	Indicateur de position		