

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 :

M^{lle} AIT TALEB Siham

Mr BABAKHOUYA Mohamed Khaled

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**ETUDE DU RESEAU D'AEP DE LA
COMMUNE D'AMALOU, DAIRA DE SEDDOUK,
WILAYA DE BEJAIA :**

**DIAGNOSTIC PHYSIQUE, ADDUCTION ET
DISTREBUTION DU BIZIOU-OUEST**

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

- Présidente : **Mme BOUNAB Nadia**
- Promoteurs : **Mr BERREKSI Ali**
Mr BELHOCINE Mohamed
- Examineur : **Mr IKNI Tahar**

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

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

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toutes nos gratitudees :

*Nous voudrions tout d'abord adresser toutes nos reconnaissances à notre promoteur **Mr Berrekxi Ali** pour son aide, sa patience, sa disponibilité, son humeur et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

***Mr BELHOCINE Mohamed** comme Co-promoteur. Nous sommes reconnaissants pour le temps qu'il nous a accordé tout au long de l'expérience enrichissante en répondant à nos questions ; sans oublier son encadrement et sa participation à l'acheminement de ce travail.*

*On remercie en particulier **Mme Wadheh Safia**, la Directrice de l'ADE de la commune d'Amalou (Wilaya de Bejaia), **Mr Haroune Mouloud**, Subdivisionnaire de la Daira de Seddouk (Wilaya de Bejaia), et **Mr Iazougen Mohamed**, Chef de service technique de l'APC d'Amalou (Wilaya de Bejaia)*

Notre gratitude pour notre chère famille pour leurs aides morale et financière, leur confiance en nous, leur soutien émotionnel et constant. Ils nous assurent des bases solides qui nous permettent de persévérer et de nous surpasser.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet.

Tout le corps professoral du département d'hydraulique qui nous a assuré une formation pluridisciplinaire de très haut niveau et très adaptée aux réalités de l'hydraulique.

Siham et Mohamed Khaled

Dédicaces

D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.

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

A mes très chers parents qui m'ont toujours poussé et soutenu pour aller de l'avant. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation et sans vous je n'aurais jamais été ce que je suis. Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.

A ma cher sœur Soumia qui m'a toujours encouragé.

A mon petit frère Amine.

A tous mes amis et mes collègues.

A Toute ma famille.

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

Siham

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Mon père qui a participé par tous les moyens pour me porter l'aide morale et
matériel*

Ma très chère mère pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but

Mon frère et mes chères sœurs

Mes amis sans exception

Tous ceux qui ont contribué de près et de loin à ma formation

Une spéciale dédicace à une personne qui compte déjà énormément pour moi

Khaled

Sommaire

Liste des symboles
Liste des figures
Liste des tableaux

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du site	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation du site.....	2
I.3 Situation géographique.....	3
I.4 Situation topographique	5
I.5 Réseau hydrographique	5
I.6 Situation climatique.....	6
I.6.1 La température	6
I.6.2 La pluviométrie	6
I.7 Situation hydrologique	7
I.8 Situation hydraulique	7
I.8.1 Ressources en eau	7
I.8.2 Réservoirs existants	8
I.9 Situation démographique.....	9
I.10 Conclusion	9
Chapitre II : Diagnostic physique du réseau	
II.1 Introduction	10
II.2 Fonctionnement du réseau	10
II.2.1 Le système d'adduction	10
II.2.2 Réseau de distribution	11
II.3 Schéma de fonctionnement du réseau	11
II.4 Diagnostic physique du réseau	13
II.4.1 Les stations de reprise	13
II.4.2 Les ouvrages de stockage	26
II.4.3 Les conduites d'adduction	31
II.5 Conclusion	32
Chapitre III : Estimation des besoins en eau	
III.1 Introduction	34
III.2 Estimation des besoins en eau de la population	34

III.2.1	Estimation de la population.....	34
III.2.2	Dotation.....	35
III.2.3	Consommation moyenne journalière $Q_{moy,j}$	35
III.3	Les différents types de besoins	36
III.3.1	Besoins domestiques	36
III.3.2	Besoins scolaires	36
III.3.3	Besoins sanitaires	37
III.3.4	Besoins administratifs	38
III.3.5	Besoins socio-culturels.....	38
III.3.6	Besoins commerciaux	39
III.3.7	Besoins sportifs	40
III.3.8	Besoins cheptels	41
III.4	Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur	42
III.5	Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$	43
III.6	Variation de la consommation journalière.....	44
III.6.1	Débit maximum journalier $Q_{max,j}$	44
III.6.2	Débit minimum journalier $Q_{min,j}$	45
III.7	Variation de la consommation horaire.....	46
III.7.1	Débit moyen horaire $Q_{moy,h}$	46
III.7.2	Débit maximum horaire $Q_{max,h}$	46
III.8	Conclusion	49
Chapitre IV : Les réservoirs		
IV.1	Introduction	50
IV.2	Classification des réservoirs	50
IV.3	Rôles d'un réservoir.....	50
IV.4	Les équipements d'un réservoir.....	51
IV.5	Méthode de calcul de la capacité des ouvrages de stockage	52
IV.5.1	Capacité des réservoirs.....	52
IV.5.2	Capacité de la bêche à eau des stations de reprise	53
IV.6	Vérification de la capacité des ouvrages de stockage.....	53
IV.6.1	Vérification de la capacité de la bêche à eau de la station de reprise SR2 (B) d'Ouzouaghen	53
IV.6.2	Vérification de la capacité du réservoir Thafazarth	54

IV.6.3	Vérification de la capacité de la bêche à eau de la station de reprise SR1 d'Ighzar-Lkim	55
IV.6.4	Vérification de la capacité de la bêche à eau de la station de reprise SR2 (A) d'Ouzouaghen	56
IV.6.5	Vérification de la capacité de la bêche à eau de la station de reprise SR3 de Lemri	56
IV.6.6	Vérification de la capacité de la bêche à eau de la station de reprise SR4 de Thanouthine	57
IV.6.7	Vérification de la capacité de la bêche à eau de la station de reprise SR5 de Thaberthot	58
IV.6.8	Vérification de la capacité du réservoir final Tighermine (R-F)	59
IV.7	Dimensionnement des réservoirs projetés	60
IV.7.1	Détermination des dimensions de la cuve selon la forme du réservoir.....	60
IV.7.2	Détermination de la hauteur d'incendie	61
IV.8	Conclusion	63
Chapitre V : Etude de l'adduction		
V.1	Introduction	64
V.2	Choix du tracé.....	64
V.3	Choix du type de matériaux.....	65
V.4	Les équipements du système d'adduction	65
V.5	Prix des conduites	65
V.6	Etude technico-économique	65
V.6.1	Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement.....	66
V.6.2	Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires	66
V.6.3	Calcul de la vitesse	66
V.6.4	Calcul des pertes de charge ΔH :.....	67
V.6.5	Détermination de la hauteur manométrique totale Hmt	68
V.6.6	Puissance absorbée par la pompe Pa	69
V.6.7	Energie consommée par la pompe E	69
V.6.8	Frais d'exploitation F_{ex}	69
V.6.9	Frais d'amortissement F_{am}	69
V.6.10	Calcul du bilan B_L	70
V.7	Etude de l'adduction gravitaire.....	70
V.7.1	Tronçon point de piquage P1- SR1 « Ighzar-Lkim »	70
V.7.2	Tronçon Piquage P2 – Puisard	71

V.8	Etude de l'adduction par refoulement	72
V.8.1	Tronçon Puisard – SR2(B) « Ouzouaghen »	72
V.8.2	Tronçon SR2(B) « Ouzouaghen » -R « Thafazarth »	74
V.8.3	Tronçon SR1 « Ighzar-Lkim » - SR2(A) « Ouzouaghen »	75
V.8.4	Tronçon SR2(A) « Ouzouaghen » - SR3 « Lemri »	76
V.8.5	Tronçon SR3 « Lemri » - SR4 « Thanouthine »	78
V.8.6	Tronçon SR4 « Thanouthine » - SR5 « Thaberthot »	79
V.8.7	Tronçon SR5 « Thaberthot » - RF « Tighermine »	80
V.9	Vérification des diamètres existants	82
V.10	Schéma de l'adduction étudiée	82
V.11	Conclusion	84
Chapitre VI : Pompes et coup de bélier		
VI.1	Introduction	85
VI.2	Les pompes	85
VI.2.1	Choix de la pompe	85
VI.2.2	Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	85
VI.2.3	Courbe Caractéristique d'une conduite	86
VI.2.4	Point de fonctionnement	86
VI.2.5	Etude de la cavitation	88
VI.2.6	Choix du type des pompes	89
VI.3	Protection contre le coup de bélier	97
VI.3.1	Causes du coup de bélier	98
VI.3.2	Conséquences du coup de bélier	98
VI.3.3	Moyens de protection des installations	98
VI.3.4	Etude du coup de bélier	98
VI.4	Conclusion	102
Chapitre VII : Distribution		
VII.1	Introduction	103
VII.2	Classification des réseaux de distribution :	103
VII.2.1	Réseau ramifié	103
VII.2.2	Réseau maillé	103
VII.2.3	Réseau étagé	103
VII.2.4	Réseau combiné	104
VII.3	Choix du type des matériaux	104

VII.4	Description du réseau de distribution :	104
VII.5	Exigences du réseau de distribution.....	106
VII.6	Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	106
VII.6.1	Débit de pointe.....	106
VII.6.2	Débit spécifique	107
VII.6.3	Débit de route	107
VII.6.4	Débit au nœud.....	107
VII.6.5	Calcul de la pression.....	108
VII.7	Calcul des débits en route et les débits aux nœuds	108
VII.8	Modalisation et simulation du réseau.....	110
VII.8.1	Présentation du logiciel EPANET	110
VII.8.2	Etapas d'utilisation du logiciel EPANET	111
VII.8.3	Modélisation du réseau	111
VII.9	Simulation du réseau.....	112
VII.10	Conclusion	122
	Conclusion générale	123
	Références bibliographiques	125

LISTE DES FIGURES

Figure (I-1) : Présentation de la zone d'étude	2
Figure (I-2) : Les limites de la commun Amalou.....	3
Figure (I-3) : Situation géographique des différentes localités de la zone d'étude sur image Google Earth [2].....	4
Figure (I-4) : situation topographique de la commune Amalou.....	5
Figure (I-5) : Réseau hydrographique de la wilaya de Bejaia.....	6
Figure (I-6) : Barrage de Tichy-Haf.....	8
Figure (II-1) : Schéma général de fonctionnement du réseau d'Amalou	12
Figure (II-2) : La chambre des pompes de la SR1 d'Ighzar-Lkim	14
Figure (II-3) : La chambre des pompes de la SR2 d'Ouzouaghen	16
Figure (II-4) : La chambre des pompes et vannes de la SR2(B) d'Ouzouaghen	18
Figure (II-5) : Vue intérieur du réservoir de la SR2(B) d'Ouzouaghen.....	20
Figure (II-6) : La chambre des pompes de la SR3 de Lemri	21
Figure (II-7) : La chambre des pompes de la SR4 de Thanouthine	23
Figure (II-8) : La chambre des pompes de la SR5 de Thaberthot.....	25
Figure (II-9) : Vue extérieure du réservoir de Thafazarth	28
Figure (II-10) : Les équipements de la chambre de vannes du réservoir de Thafazarth.....	29
Figure (II-11) : Le ferrailage de la dalle de la chambre à vanne du réservoir Thafazarth.....	30
Figure (II-12) : La conduite d'adduction entre les stations de reprise SR4 et SR5	31
Figure (II-13) : La conduite d'adduction entre la station de reprise SR5 et le réservoir final de Tighermine	32
Figure (III-1) : Evolution de la population de la commune d'Amalou.....	35
Figure (IV-1) : Schéma général d'un réservoir	51
Figure (IV-2) : Schéma synoptique des réservoirs des différentes zones concernées par l'étude	62
Figure (V-1) : Schéma général de l'adduction étudiée.....	83
Figure (VI-1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	86
Figure (VI-2) : Les courbes caractéristiques de la pompe du puisard.....	90
Figure (VI-3) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR2 (B) ...	91
Figure (VI-4) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR1	92
Figure (VI-5) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR2(A) ...	93
Figure (VI-6) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR3	94
Figure (VI-7) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR4	95
Figure (VI-8) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR5	97

Figure (VII-1) : Tracé du réseau sur Autocad avant la simulation (Biziou-Ouest)	105
Figure (VII- 2) : Résultats de la simulation sans réducteurs de pression (Bizou-Ouest).....	113
Figure (VII- 3) : Résultat de la simulation avec régulateur de pression (Biziou-Ouest)	119

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (I-1) : Pluviométrie moyenne annuelle en (mm) de Amalou	7
Tableau (I-2) : Les réservoirs existants dans la zone d'étude	8
Tableau (I-3) : Population de la zone d'étude par villages	9
Tableau (II-1) : Caractéristiques des pompes utilisées dans la station de reprise SR1.....	13
Tableau (II-2) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR1.....	15
Tableau (II-3) : Caractéristiques des pompes de la station de reprise SR2(A).....	15
Tableau (II-4) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR2 (A)	17
Tableau (II-5) : Caractéristiques des pompes de la station de reprise SR2(B).....	17
Tableau (II-6) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR2(B)	19
Tableau (II-7) : Caractéristiques des pompes de la station de la station de reprise SR3	20
Tableau (II-8) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR3.....	22
Tableau (II-9) : Caractéristiques des pompes de la station de reprise SR4	22
Tableau (II-10) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR4.....	24
Tableau (II-11) : Caractéristiques des pompes de la station de reprise SR5	24
Tableau (II-12) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR5.....	26
Tableau (II-13) : Caractéristiques du réservoir de Thafazarth.....	27
Tableau (II-14) : Caractéristiques du réservoir de Thigharmine	30
Tableau (III-1) : Nombre d'habitant par localité en 2021 et en 2051	34
Tableau (III-2) : Besoins domestiques des différentes zones concernées par l'étude	36
Tableau (III-3) : Besoins scolaires des différentes zones concernées par l'étude.....	37
Tableau (III-4) : Besoins sanitaires des différentes zones concernées par l'étude.....	37
Tableau (III-5) : Besoins administratifs des différentes zones concernées par l'étude	38
Tableau (III-6) : Besoins socioculturels des différentes zones concernées par l'étude.....	38
Tableau (III-7) : Besoins commerciaux des différentes zones concernées par l'étude	39
Tableau (III-8) : Besoins sportifs des différentes zones concernées par l'étude.....	40
Tableau (III-9) : Besoins cheptels des différentes zones concernées par l'étude.....	41
Tableau (III-10) : Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes zones concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur	42
Tableau (III-11) : Majoration de la consommation moyenne journalière	43
Tableau (III-12) : Débit maximum journalier des différentes zones concernées par l'étude .	44
Tableau (III-13) : Débit minimum journalier des différentes zones concernées par l'étude..	45
Tableau (III-14) : Débit moyen horaire des différentes zones concernées par l'étude.....	46
Tableau (III-15) : Variation des valeurs de β_{max}	47
Tableau (III- 16) : Débit maximum horaire actuel (2021) et futur (2051) des différentes zones concernées par l'étude	48
Tableau (IV-1) : Variation du résidu dans la bache à eau de la station de reprise SR2(B)	54
Tableau (IV-2) : <i>Variation du résidu dans le réservoir de Thafazarth</i>	55
Tableau (IV-3) : Variation du résidu dans la bache à eau de la station de reprise SR4	57
Tableau (IV-4) : Variation du résidu dans la bache à eau de la station de reprise SR5.....	58
Tableau (IV-5) : Variation du résidu dans réservoir final Tighermine.....	59

Tableau (IV-6) : Dimensionnement des réservoirs projetés	61
Tableau (V-1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon point de piquage P1- SR1 ...	70
Tableau (V-2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon point de piquage P2- Puisard	72
Tableau (V-3) : Calcul de la Hmt du tronçon Puisard - SR2(B)	73
Tableau (V-4) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon Puisard- SR2(B)	73
Tableau (V-5) : Calcul du bilan du tronçon Puisard - SR2(B).....	73
Tableau (V-6) : Calcul de la Hmt du tronçon SR2 (B)-R « Thafazarth »	74
Tableau (V-7) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2 (B) -R « Thafazarth »	74
Tableau (V-8) : Calcul du bilan du tronçon SR2(B)-R « Thafazarth ».....	75
Tableau (V-9) : Calcul de la Hmt du tronçon SR1- SR2(A).....	75
Tableau (V-10) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR1-SR2(A)	76
Tableau (V-11) : Calcul du bilan du tronçon SR1 - SR2(A).....	76
Tableau (V-12) : Calcul de la Hmt du tronçon SR2(A) - SR3	77
Tableau (V-13) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2(A) - SR3	77
Tableau (V-14) : Calcul du bilan du tronçon SR2(A) - SR3.....	77
Tableau (V-15) : Calcul de la Hmt du tronçon SR3-SR4	78
Tableau (V-16) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR3-SR4	78
Tableau (V-17) : Calcul du bilan du tronçon SR3-SR4	79
Tableau (V-18) : Calcul de la Hmt du tronçon SR4-SR5	79
Tableau (V-19) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR4-SR5... ..	80
Tableau (V-20) : Calcul du bilan du tronçon SR4-SR5	80
Tableau (V-21) : Calcul de la Hmt du tronçon SR5-RF	81
Tableau (V-22) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR5-RF.....	81
Tableau (V-23) : Calcul du bilan du tronçon SR5-RF	81
Tableau (V-24) : Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée.....	82
Tableau (V-25) : Les résultats de la comparaison des diamètres des conduites.	82
Tableau (VI-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	89
Tableau (VI-2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier dans l'adduction étudiée	101
Tableau (VII-1) : Débits en route et les débits aux nœuds de Biziou-Ouest	108
Tableau (VII-2) : Etat des conduites du réseau sans réducteurs de pression.....	114
Tableau (VII-3) : Etat des nœuds du réseau sans réducteurs de pression.....	116
Tableau (VII-4) : Etat des nœuds du réseau avec réducteurs de pression	120

LISTE DES SYMBOLES

A : Amortissement annuel.

ADE : Algérienne Des Eaux.

AEP : Alimentation En Eau Potable.

APC : Assemblée Populaire Communale.

α : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m) ;

B_L : Bilan (DA).

°C : Degré Celsius.

C_p : Côte de l'axe de la pompe (m).

CP_{amont} : Côte piézométrique du nœud amont (m).

CP_{aval} : Côte piézométrique du nœud aval (m).

CR : Cote Radier (m).

CTN_{aval} : Côte du terrain naturel du nœud aval (m).

CTP : Cote Trop Plein (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

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

D_{max} : Diamètre maximal de la conduite (m).

D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m).

Di : Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;

DN : Diamètre Normalisé (m).

D_r : Diamètre du réservoir (m).

D_{BONNIN} : Diamètre donné par BONNIN (m).

D_{BRESS} : Diamètre donné par BRESS (m).

E : Energie consommée par la pompe (Kwh/an).

e_u : Le prix unitaire du KWh.

e : Epaisseur de la conduite (m).

F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

H : Hauteur manométrique au point désiré (m).

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

H_a : Hauteur d'aspiration en (m).

H_g : Hauteur géométrique (m).

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

H₀ : Pression absolue de la conduite (m).

H₁ : Hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (m).

h : Perte de charge engendrée par le vannage (m).

ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;

i : Taux d'annuité, 8% en Algérie.

K : Rugosité absolue de la conduite.

K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

K_{max,h} : Coefficient de variation maximale horaire.

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal.

K_f : Coefficient de fuite.

L : Longueur de la conduite en (m).

l_r : La largeur de la cuve du réservoir (m).

L_r : La longueur de la cuve du réservoir (m)

L_{ij} : Longueur du tronçon (i - j) en (m).

m : Coefficient de rognage.

N : Vitesse de rotation (tr/min).

N' : Nouvelle vitesse de rotation (tr/min).

N_i : Nombre d'habitants.

NPSH_d : Charge nette disponible à l'aspiration (m).

NPSH_r : Charge nette requise à l'aspiration de la pompe pour un fonctionnement sans cavitation donnée par le constructeur (m).

- n** : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.
- n_i** : Nombre d'année d'amortissement ($n_i = 30$ ans).
- P** : Précipitation.
- P_a** : Puissance absorbée par la pompe (KW).
- P'_a** : Nouvelle puissance absorbée par la pompe (KW).
- P_{atm}** : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33 m.
- P_{aval}** : Pression au sol du nœud aval (m).
- P_g** : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).
- P_{max}(%)** : Résidu maximal dans le réservoir en (%).
- P_n** : Population prévisionnelle à l'horizon 2051.
- P_u** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
- P_o** : Population de l'année de référence 2020.
- P₀** : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).
- PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.
- PN** : Pression Nominale.
- PVC** : Poly Chlorure de Vinyle.
- Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).
- Q_{equi2021}** : Besoins d'équipements en 2020 (m^3/j) ;
- Q_{equi2051}** : Besoins d'équipements en 2051 (m^3/j) ;
- Q_{dom2021}** : Besoins domestiques en 2020 (m^3/j) ;
- Q_{dome2051}** : Besoins domestiques en 2051 (m^3/j).
- Q_{moy.maj.j}** : Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- Q_{moy.j}** : Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- Q_{max.h}** : Débit maximum horaire (m^3/h).
- Q_{min.j}** : Débit minimum journalier (m^3/j).
- Q_{moy.h}** : Débit moyen horaire (m^3/h).
- Q_{moy.j}** : Consommation moyenne journalière des habitants (m^3/j).
- Q_n** : Débit au nœud (l/s).
- Q_p** : Débit de pointe (m^3/h).
- Q_r** : Débit de route (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s.m).

Q₁ : Débit correspondant au point de fonctionnement (m³/s).

q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

R : Réservoir.

R_e : Nombre de Reynolds.

R⁺max : Résidu maximum positif.

R⁻min : Résidu maximum négatif.

RGPH : Recensement Globale de la Population et de l'Habitat.

r : Coefficient de rognage.

SR : Station de reprise.

S_r : Surface du réservoir (m²).

T : Taux d'accroissement de la population (T=2 %).

T' : Temps d'arrêt de pompage (h).

T_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

T° : Température de l'eau en degré.

T°_{moy} : Température moyenne.

t_p : Temps de pompage par jour (t_p=20h).

t_{p1} : Nouveau temps de pompage (h) ;

V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).

V_e : Volume d'eau entrant dans le réservoir (m³).

V_{inc} : Volume d'incendie (V_{inc} = 120 m³).

V_{max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

V_{min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

V_n : Volume normalisé du réservoir (m³).

V_r : Volume de régularisation du réservoir (m³).

V_{SR} : Volume normalisé de la bêche à eau de la station de reprise (m³).

V_T : Volume total du réservoir en (m³).

V₀ : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération.

β_{\max} : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant.

θ : Angle de la vanne.

η : Rendement de la station de reprise (%).

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

δ : Altitude du plan d'aspiration en (m).

ρ : La masse volumique (Kg/m^3).

θ : Angle de la vanne.

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

ΔH_v : Pertes de charge créées par la vanne (m).

ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m).

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, ce bien précieux fondamental de la vie pour toute civilisation et nation à travers tous les temps, la protéger c'est défendre la vie. Le manque d'eau n'est pas toujours principalement causé par l'épuisement des nappes ou l'irrégularité du régime d'écoulement des sources de surface, mais à la manière dont sont conçus et gérés nos réseaux d'alimentation en eau.

Le travail que nous allons présenter concerne l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la région d'Amalou à partir du barrage de Tichy-Haf (Wilaya de Bejaia). Cette étude a pour but de déceler l'ensemble des problèmes dont souffre le fonctionnement général du système, afin d'apporter une solution rationnelle et globale. Son contenu comporte les points suivants :

Nous débuterons le travail par une présentation globale du site en se basant sur la situation actuelle de l'alimentation en eau de la région d'étude ceci est l'objet du premier chapitre, le second chapitre est réservé à une partie diagnostic physique du réseau de la zone d'étude. Second chapitre qui constitue un diagnostic physique du réseau de la zone d'étude.

Au cours du chapitre trois, nous effectuerons une estimation des besoins en eau potable de la zone d'étude pour satisfaire la population à l'horizon d'étude projeté. Ainsi dans le quatrième chapitre on passera au dimensionnement des ouvrages de stockage, puis on fera une comparaison de leurs capacités avec celles des réservoirs existants et de projeter si nécessaire d'autres réservoirs pour une meilleure satisfaction.

Puis, nous entrons dans le cinquième chapitre qui est consacré à l'analyse d'adduction, où on étudiera le choix du tracé, le type de conduites et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites.

Ensuite, deux parties importantes seront développées dans le sixième chapitre. Il s'agit du choix des pompes adéquates qui doivent répondre aux exigences du projet, d'une part, et l'analyse du phénomène du coup de bélier afin de minimiser tout risque d'endommagement et de perturbation du réseau, d'autre part.

Le dernier chapitre consistera essentiellement à l'étude du réseau de distribution de Biziou-Ouest. Une modélisation du réseau sous EPANET sera effectuée afin de vérifier les conditions hydrauliques d'écoulement.

Finalement on terminera l'étude par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation du site

I.1 Introduction

La présentation du site est nécessaire avant toute étude technique, l'objectif de cette étude Entre dans le cadre d'alimentation en eau potable de la commune d'Amalou à partir du barrage Tichy-Haf (wilaya de Bejaia), afin de satisfaire ses besoins en eau à long terme (horizon 2051) par la connaissance des différentes caractéristiques du lieu ainsi que les facteurs influençant sur la conception du projet.

I.2 Présentation du site

La commune d'Amalou se situe au Sud-ouest du chef-lieu de la wilaya de Bejaia à une distance de 72 km environ, avec une superficie de 75.14 km² [1].

La figure (I-1) illustre les communes de la wilaya de Bejaia.



Figure (I-1) : Présentation de la zone d'étude [2]

I.3 Situation géographique

La Commune d'Amalou est délimitée par les Communes de Seddouk au nord, Bouhamza au sud, Beni Maouche à l'est et Ouzellaguene et Akbou à l'Ouest.

Les localités objets de la présente étude sont situées sur les hauteurs de Biziou, sur la rive droite de l'Oued Soummam, certaines sont séparées par des talwegs.

Les cotes NGA de la Zone oscillent entre 150 m au niveau de Biziou, alors que le point le plus culminant se situe au lieu-dit Azrou Taourirt avec une cote de 986m [1,2].

Les figures (I-2) et (I-3) illustrent les limites de la commune Amalou et la Situation géographique des différentes localités de la zone d'étude respectivement :

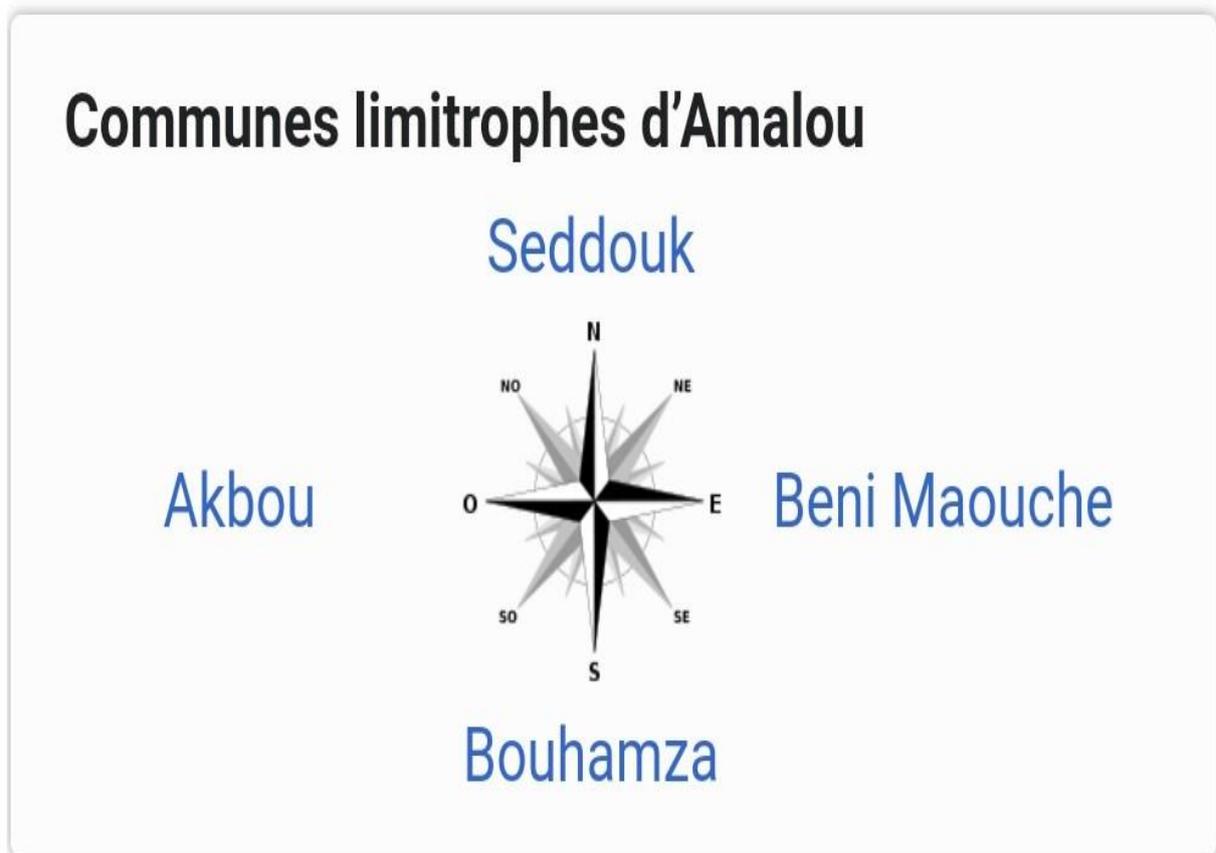


Figure (I-2) : Les limites de la commun Amalou [2]

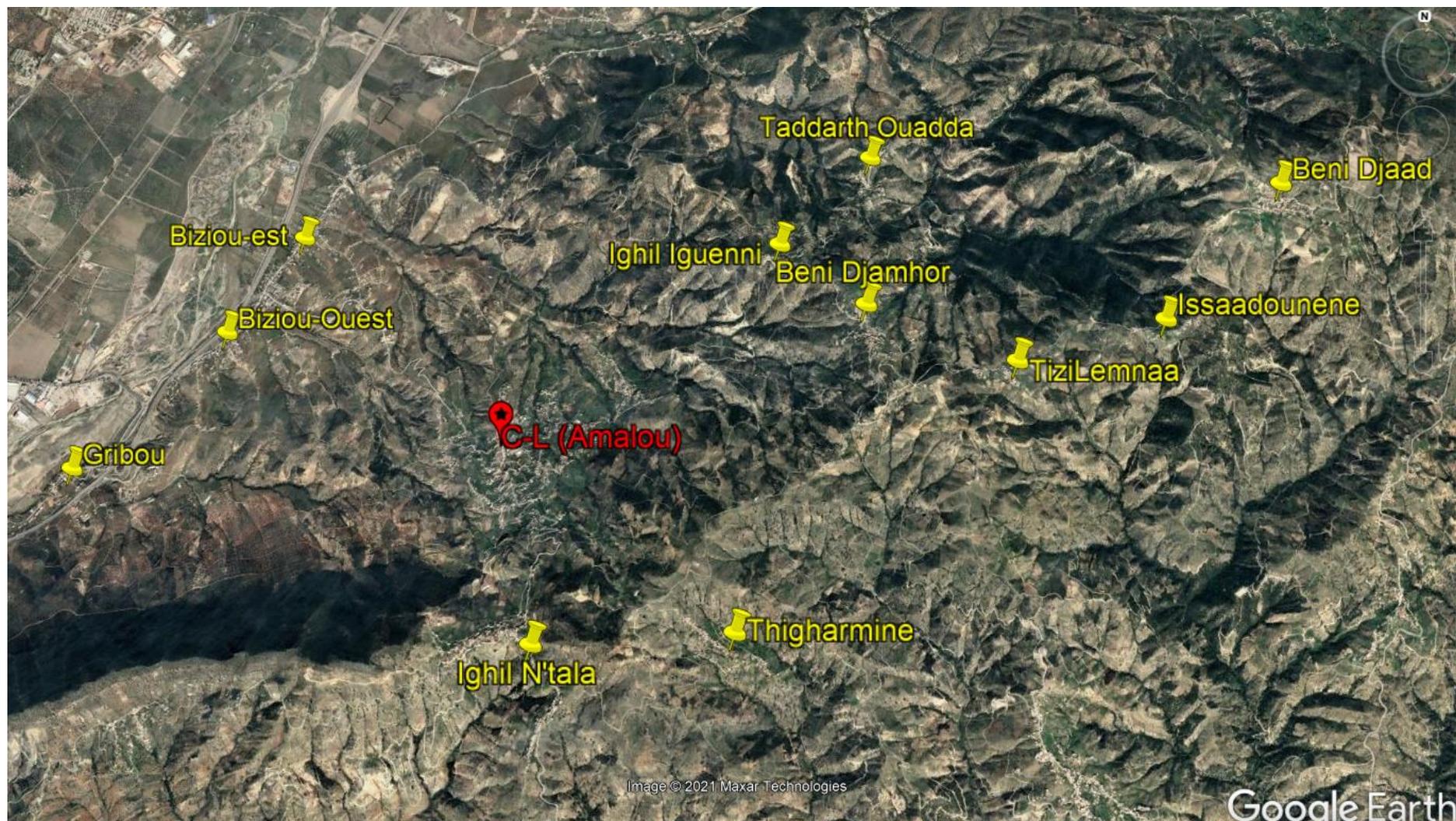


Figure (I-3) : Situation géographique des différentes localités de la zone d'étude sur image Google Earth

I.4 Situation topographique

Le relief de la zone étudiée est très accidenté, et la dénivelée est très importante, elle varie entre 140 et 950 m .

La figure (I-4) illustre la situation topographique de la commune Amalou.

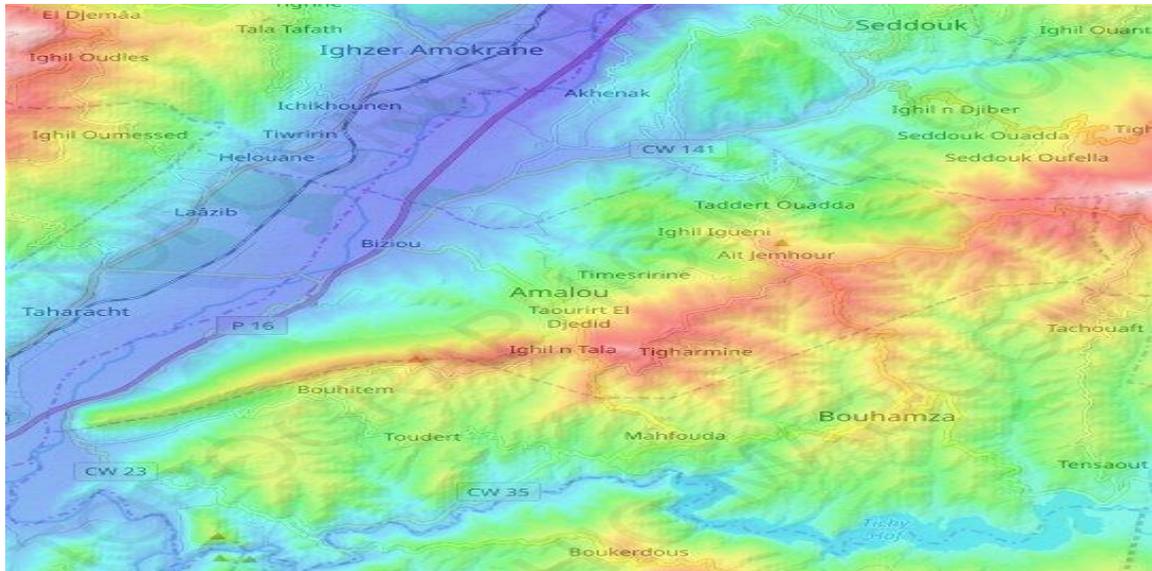


Figure (I-4) : situation topographique de la commune Amalou [2]

I.5 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune d'Amalou est très dense, il est constitué de l'oued Soummam à l'Ouest oued Bousselam au Sud et quelques affluents. C'est sur la rive gauche d'Oued Soummam que le piquage est effectué sur la conduite d'eau provenant du barrage Tichy-haf destiné à l'adduction pour la zone d'étude [1].

La figure (I-5) illustre le réseau hydrographique de la wilaya de Bejaia.

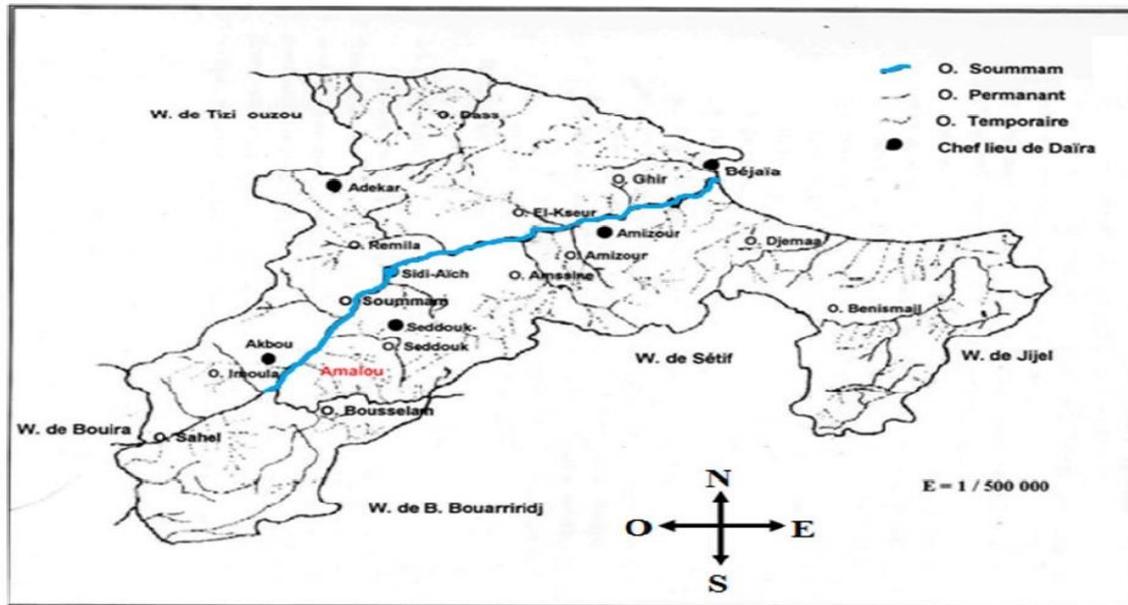


Figure (I- 5): Réseau hydrographique de la wilaya de Bejaia[2]

I.6 Situation climatique

I.6.1 La température

Le climat de la région est caractérisé par deux saisons : une saison chaude allant du mois de mai au mois d'octobre, dont le plus chaud est celui d'Aout (présentant une température moyenne de 30°C), et une saison froide nettement plus longue, allant du mois d'octobre au mois d'avril, dont le mois le plus froid est celui de janvier (avec une température de 10°C) [2].

I.6.2 La pluviométrie

Le tableau (I-1) regroupe les précipitations mensuelles de 2015 à 2019 dans la zone d'étude [2].

Tableau (I-1) : Pluviométrie moyenne annuelle en (mm) de Amalou

	2015	2016	2017	2018	2019
Janvier	67	2.5	155.2	55.8	17.20
Février	42	39.8	47.4	53.6	99.9
Mars	59	95.3	52.7	57.6	45.2
Avril	13.6	3.4	70.2	7.8	43.2
Mai	18.1	57	24.1	47	69.5
Juin	4.6	8.6	00	5.6	20.1
Juillet	1.5	9.9	00	00	00
Août	10.5	22.3	14.1	4.1	14.9
Septembre	61.1	26.5	26.1	10.1	7.7
Octobre	124	48	36	63.5	34
Novembre	54.9	94.8	74.1	54.3	43.2
Décembre	55.2	62.9	60.6	31.6	44.3
Total	511.5	741	560.5	391	439.7

I.7 Situation hydrologique

Le bassin de la Soummam est situé dans la partie Est de l'Algérie, il couvre une superficie de 9100 km². De forme irrégulière étirée dans la direction Est-ouest, et il accède à La méditerranée par le golf de Bejaia. Dans la partie Nord, le bassin est délimité par la chaîne du Djurdjura et ses contreforts, qui s'étendent jusqu'à la mer. La limite est constituée par des élévations de faible altitude, qui séparent le bassin du plateau de Constantine alors que la limite Sud-ouest est constituée d'une succession de petites crêtes [2].

I.8 Situation hydraulique

I.8.1 Ressources en eau

Les villages de la commune d'Amalou sont alimentés par trois forages qui sont Implantés dans la nappe de l'Oued Soummam. Cette dernière est contaminée par des eaux Salées ; pour cela les services de l'hydraulique ont fixé comme tâche d'approvisionner ces Village, par un piquage de la conduite de transfert Tichy-Haf vers Bejaia [1].

Présentation du barrage Tichy-Haf : Le barrage Tichy-Haf est de type mixte (voûte et poids), sis sur l'oued Bousselem, à la commune de Bouhamza, au Sud, celle d'Amalou. Le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable avec une quantité de 47 millions de m³, et à l'irrigation avec une capacité de 43 millions de m³, sa capacité est de 150 millions m³, avec une hauteur de 90 m [3].

Il est équipé de deux évacuateurs, une vidange de fond pour l'envasement, un poste de contrôle dans toutes les côtes du barrage pour la surveillance de l'entassement, sept Stations topographiques pour la vérification du déplacement du barrage. :

La figure (I-6) illustre une photo du barrage de Tichy-Haf



Figure (I-6): Barrage de Tichy-Haf

I.8.2 Réservoirs existants

Les réservoirs existants dans la zone d'étude sont récapitulés dans le tableau (I-2).

Tableau (I-2): Les réservoirs existants dans la zone d'étude

Réservoir	Capacité
SR2 (B)	300 m ³
R-Thafazarth	100 m ³
SR1	1500 m ³
SR2 (A)	250 m ³
SR3	250 m ³
SR4	250 m ³
SR5	250 m ³
R-Thigharmine	1500 m ³

I.9 Situation démographique

L'analyse démographique est élaborée sur la base de la dernière campagne de recensements de la population (RGPH 2020). Ce recensement fait ressortir un nombre de population total de 10277 habitants, dont 3713 concentrés au niveau du chef-lieu [1].

Le tableau (I-3) illustre la population de la zone d'étude par villages.

Tableau (I- 3): Population de la zone d'étude par villages

Zone d'étude	Localités	Nombre d'habitants (RGPH 2020)
Chef-lieu Amalou	Amalou Centre	1482
	Taourirt +Akourma	792
	Ikerchouchene+ Boushel +TiziOukdim	664
	Timesririne	775
	Total ACL	3713
Autres localités concernées par l'étude	Biziou	2502
	Gribou	374
	Ighil N'tala	1262
	Thigharmine	254
	Beni Djamhor+ TiziLemnaa	664
	Beni Djaad	612
	Ighil Iguenni	240
	Taddarth Ouadda	450
Issaadounene	206	
Total	10277	

I.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, climatique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II

Diagnostic physique

II.1 Introduction

Lorsque des difficultés de gestion, de fonctionnement, ou des problèmes de qualité d'eau se posent à une collectivité en charge de l'alimentation en eau potable, il est fortement conseillé d'engager une étude couramment appelée « Diagnostic ».

Le diagnostic a pour objectif de déceler les insuffisances des installations électromécaniques, du génie civil et relever les dysfonctionnements et les points sensibles dans les réseaux d'AEP d'une agglomération.

Pour réaliser le diagnostic du réseau d'Amalou, nous étions dans l'obligation de procéder à plusieurs enquêtes sur le terrain. Les données nécessaires ont été obtenues grâce à la collaboration des agents de l'ADE chargés de la distribution d'eau et connaissant parfaitement le réseau.

II.2 Fonctionnement du réseau

II.2.1 Le système d'adduction

Le système d'alimentation d'Amalou se fait par une adduction mixte ; adduction par refoulement et adduction gravitaire.

A l'amont du système d'adduction de la zone d'étude, on trouve la conduite venant gravitairement à partir du point de piquage P1 sur la conduite DN 1600 venant à partir du barrage de Tichy-Haf et qui aboutit à la première station de reprise SR1. Par la suite, cette conduite a été piquée sur un point de piquage P2 par une autre conduite qui aboutit vers un puisard.

- La première station de reprise SR1 refoule vers la deuxième station de reprise SR2 (A) d'Ouzouaghen.
- Le puisard refoule vers la deuxième station de reprise SR2 (B) d'Ouzouaghen.
- La deuxième station de reprise SR2 d'Ouzouaghen est également partagée en deux stations SR2(A) et SR2(B), qui sont indépendantes les uns des autres, telle que :
 - ✓ La station SR2(A) refoule vers la troisième station de reprise SR3 ;
 - ✓ La station SR2(B) refoule vers le réservoir Thafazarth.
- La chaîne continue par refoulement de la deuxième station de reprise SR2(A) d'Ouzouaghen jusqu'au réservoir final Thigharmine, en passant par les trois stations de reprises SR3, SR4 et SR5.

Donc on constate qu'il y a deux adductions gravitaires ; telle que la première est située à partir du point piquage P1 jusqu'à la station de reprise SR1 d'Ighzar-Lkim, et la deuxième est située à partir du point de piquage P2 jusqu'au puisard.

D'autre part on distingue sept adductions par refoulement, qui forment deux chaînes de refoulements indépendantes l'une de l'autre, telle que :

La première chaîne commence à partir de la station de reprise (SR1) d'Ighzar-Lkim jusqu'au réservoir final Thigharmine, en passant par les quatre stations de reprise ; SR2(A), SR3, SR4 et SR5.

La deuxième chaîne commence à partir du puisard jusqu'au réservoir Thafazarth, en passant par la station de reprise SR2 (B) d'Ouzouaghen.

II.2.2 Réseau de distribution

Chaque agglomération de la zone étudiée a son propre réseau de distribution et les réseaux sont indépendants les uns des autres.

La distribution est assurée gravitairement à partir des réservoirs et tous les réseaux d'Amalou concernés par l'étude, sont ramifiés.

II.3 Schéma de fonctionnement du réseau

Le schéma général de fonctionnement du réseau étudiée, est donné dans la figure (II-1) ci-après

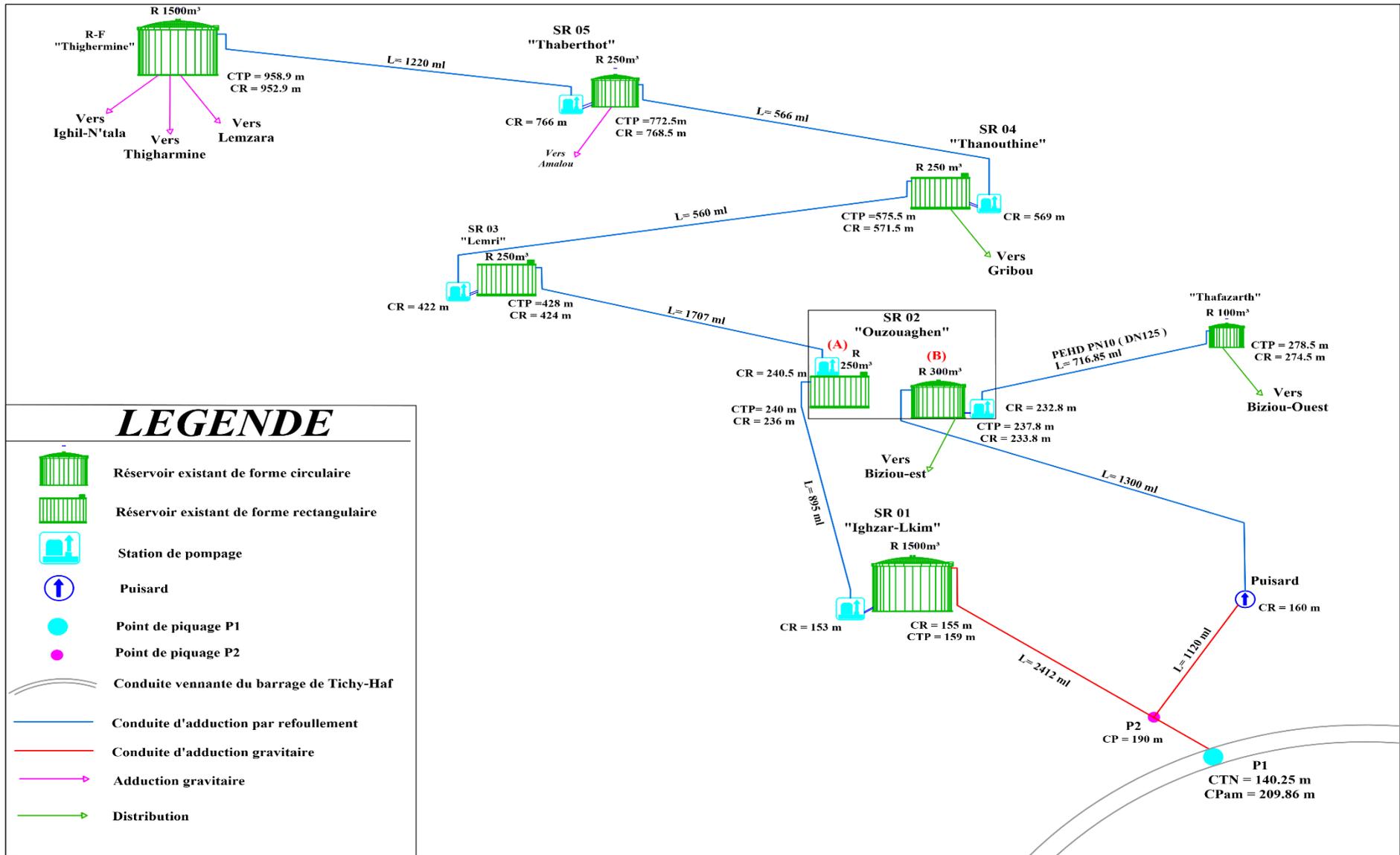


Figure (II-1) : Schéma général de fonctionnement du réseau d'Amalou

II.4 Diagnostic physique du réseau

II.4.1 Les stations de reprise

Le système d'alimentation en eau potable de la zone d'étude est constitué de huit réservoirs dont six sont équipés de stations de pompage ou stations de reprise (SR1, SR2(A), SR2(B), SR3, SR4, SR5). Le septième et le huitième réservoir sont situés à Thafazarth et Thigharmine respectivement.

II.4.1.1 Station de reprise SR1 d'Ighzar-Lkim

A. La station de pompage de la SR1

La station de pompage est équipée de deux pompes horizontales dont les caractéristiques et l'état d'entretien sont donnés dans le tableau (II-1).

Tableau (II-1) : Caractéristiques des pompes utilisées dans la station de reprise SR1

	Pompe 01	Pompe 02	Pompe de secours
Fonctionnelle	Oui	Non	Absente
Débit nomina (m³/h)	150	150	/
Type	Horizontale	Horizontale	/

Pour ce qui est des équipements électromécaniques, les pompes de cette station ne fonctionnent pas bien du fait que leur rendement a diminué, en plus l'une des deux pompes est actuellement en panne.

La figure (II-2) ci-après montre l'état de ces pompes.

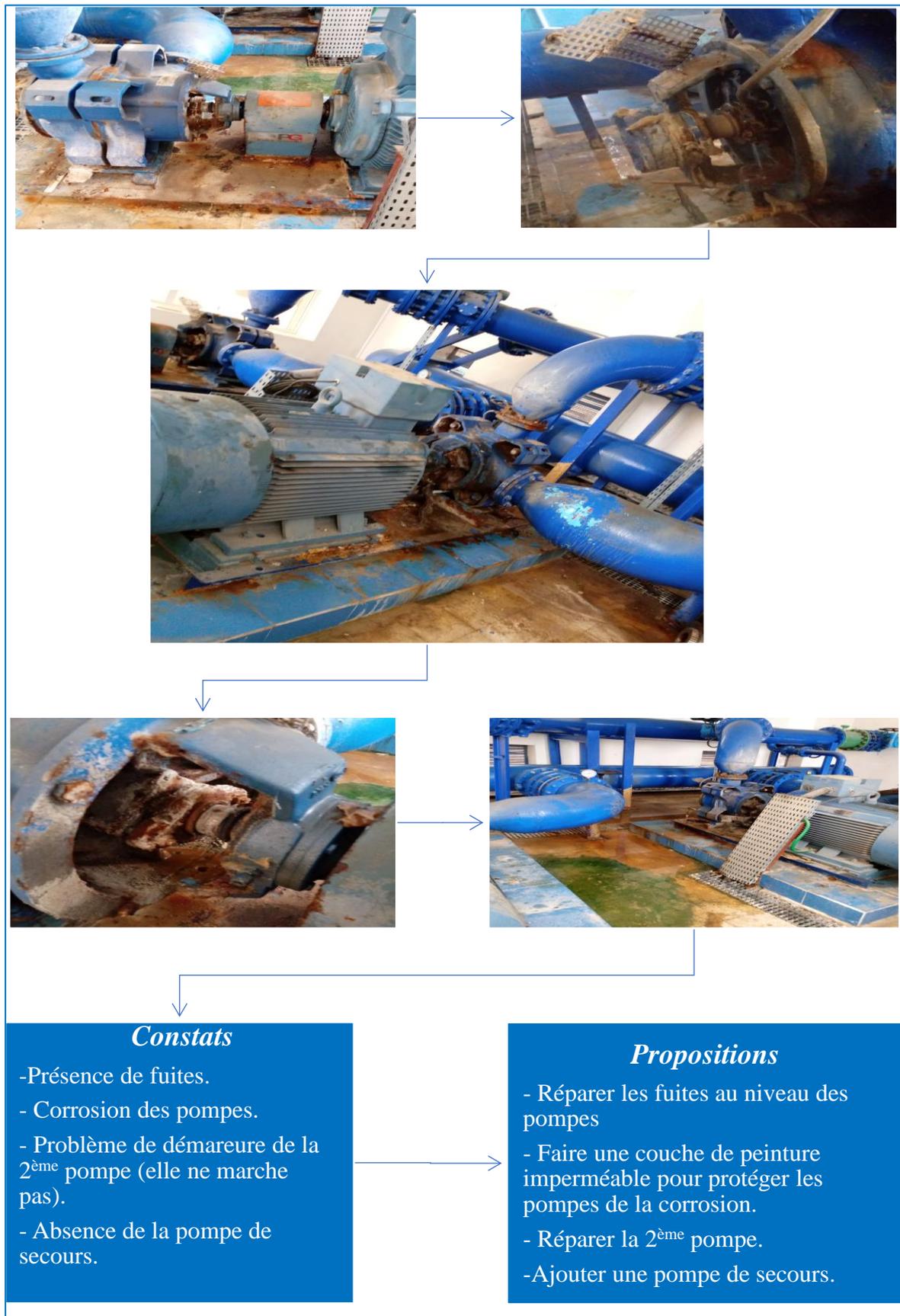


Figure (II-2): La chambre des pompes de la SRI d'Ighzar-Lkim

B. La bâche à eau de la SR1

Le tableau (II-2) indique les caractéristiques du réservoir de cette station.

Tableau (II- 2) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR1

Caractéristiques					
Capacité (m ³)	Forme	Type	Côte radier (m)	Côte de trop plein (m)	Côte terrain naturel (m)
1500	Circulaire	Semi-enterré	155	159	152
Etat d'entretien					
Clôture	Coupole		Echelle d'accès	Robinetterie (vanne, clapet, ...etc.)	
Oui	Bonne		Dégradée	Bonne	
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	

La chambre des vannes est bien entretenue, tous les accessoires fonctionnent normalement (vannes, ventouses, ...etc.). Le système de javellisation fonctionne et bien maîtrisé (Annexe (1)).

II.4.1.2 Station de reprise SR2 d'Ouzouaghen

Cette station est composée de deux petites stations différentes :

- La station SR2(A) a un réservoir rectangulaire, semi-enterré d'une capacité de 250 m³ telle que sa station de pompage est construite au-dessus du réservoir.
- La station SR2(B) a un réservoir enterré d'une capacité de 300 m³ telle que sa station de pompage est construite presque au même niveau de la côte radier du réservoir.

II.4.1.2.1 La station SR2(A) Ouzouaghen

A. La station de pompage de la SR2 (A)

La station de pompage est équipée de deux pompes immergées dont les caractéristiques et l'état d'entretien sont données dans le tableau (II-3).

Tableau (II-3) : Caractéristiques des pompes de la station de reprise SR2(A)

	Pompe 01	Pompe 02	Pompe de secours
Fonctionnelle	Oui	Non	Absente
Débit nominal (m ³ /h)	150	150	/
Type	Verticale	Verticale	/

Pour ce qui est des équipements électromécaniques, les deux pompes fonctionnent simultanément en raison de la faible capacité de chacune.

La figure (II-3) montre l'état de ces pompes.

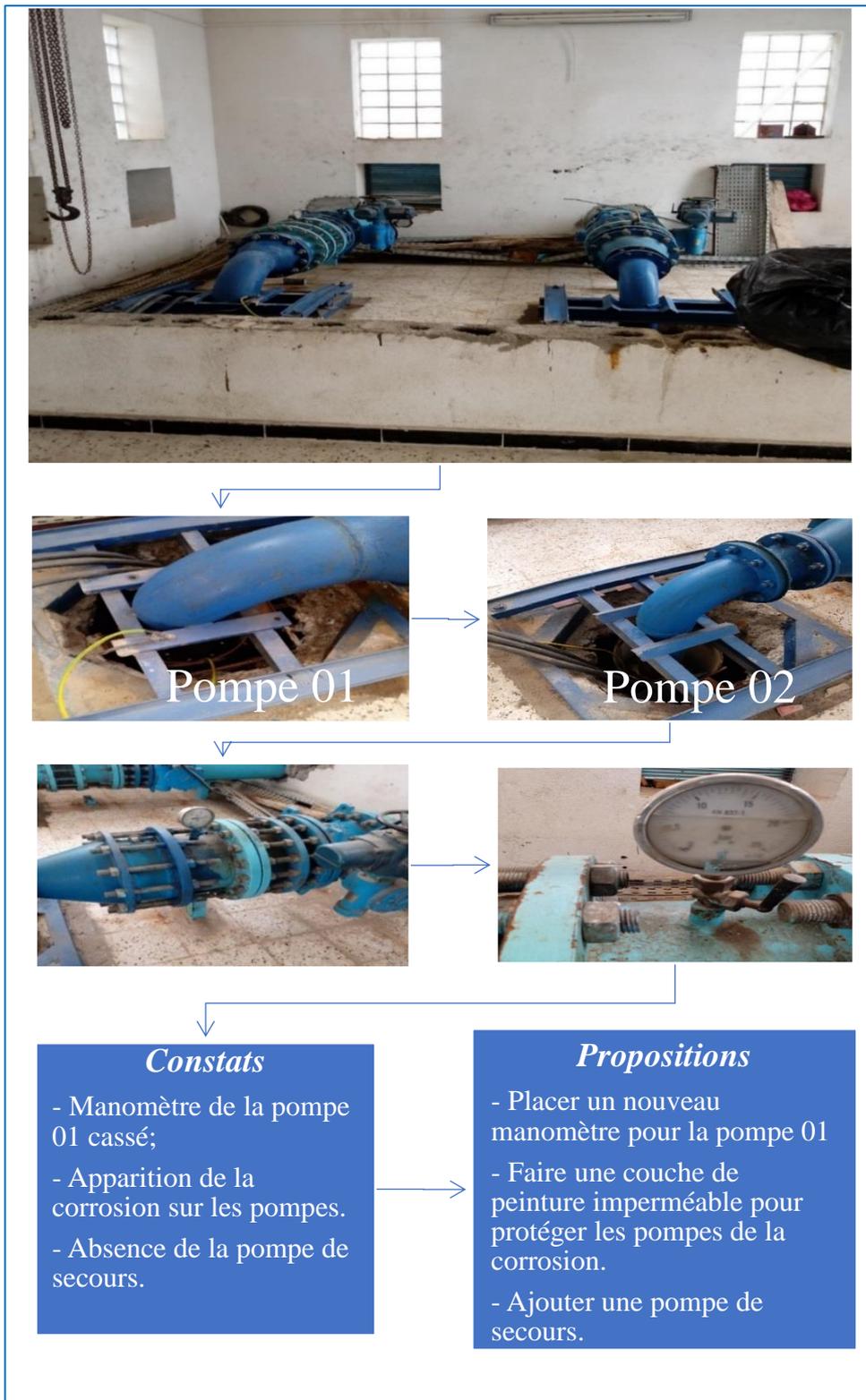


Figure (II-3) : La chambre des pompes de la SR2 d'Ouzouaghen

B. La bête à eau de la SR2(A) :

Le tableau (II-4) indique les caractéristiques du réservoir de cette station.

Tableau (II-4) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR2 (A)

Caractéristiques					
Capacité	Forme	Type	Côte radier (m)	Côte de trop plein (m)	Côte terrain naturel (m)
250 m ³	Rectangulaire	Semi-enterré	236	240	234
Etat d'entretien					
Clôture	Coupole		Echelle d'accès	Robinetterie (vanne, clapet, ...etc.)	
Oui	/		Dégradée	Bonne	
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	

La chambre des vannes est en bonne état, tous les accessoires fonctionnent bien (vannes, ventouses...etc.). Le système de javellisation fonctionne et bien maîtrisé, (Annexe (2)).

II.4.1.2.2 La station SR2 (B) d'Ouzouaghen**A. La station de pompage de la SR2 (B)**

La station de pompage est équipée de deux pompes verticales dont les caractéristiques et l'état d'entretien sont donnés dans le tableau (II-5).

Tableau (II-5) : Caractéristiques des pompes de la station de reprise SR2(B)

	Pompe 01	Pompe 02	Pompe de secours
Fonctionnelle	Oui	Non	Absente
Débit nominal (m³/h)	20	20	/
Type	Verticale	Verticale	/

Les pompes de cette station fonctionnent simultanément en raison de la faible capacité de chacune d'elle ; elles tombent en pannes de temps en temps.

La chambre de vannes est dans un état critique ; les accessoires sont sujets à la corrosion progressive provoquée par les fuites à travers les vannes.

La figure (II-4) montre l'état de la chambre des pompes et vannes de la SR2(B) d'Ouzouaghen.

		<p>Constat - corrosion des pompes.</p>	<p>Proposition - Faire une couche de peinture imperméable pour protéger les pompes de la corrosion.</p>
		<p>Constats - Avaloir bouché. - Corrosion avancée des conduites et manque d'hygiène.</p>	<p>Propositions - Déboucher et nettoyer l'avaloir. - L'entretien contre la corrosion est nécessaire.</p>
		<p>Constats - Manque d'entretien. - Branchement anarchique des conduites - Corrosion avancée sur le sol et les conduites à cause des fuites.</p>	<p>Proposition - Effectuer quelques travaux de rénovation</p>

Figure (II-4) : La chambre des pompes et vannes de la SR2(B) d'Ouzouaghen

B. La bête à eau de la SR2(B) :

Le tableau (II-6) indique les caractéristiques du réservoir de station SR2 (B).

Tableau (II-6) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR2(B)

Caractéristiques					
Capacité	Forme	Type	Côte radier (m)	Côte de trop plein (m)	Côte terrain naturel (m)
300 m ³	Circulaire	Enterré	233.8	237.8	231.8
Etat d'entretien					
Clôture	Coupole	Echelle d'accès	Robinetterie (vanne, clapet, ...etc.)		
Dégradée	Dégradée	/	Dégradée		
Étanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Mauvaise		Dégradé		Dégradé	

La première constatation est l'absence de système de javellisation, ce qui rend difficile à maîtriser le dosage de Javel, ajoutons à cela quelques problèmes qui sont montrés dans la figure (II-5) ci-dessous.



Figure (II-5) : Vue intérieur du réservoir de la SR2(B) d'Ouzouaghen

II.4.1.3 Station de reprise SR3 de Lemri

A. La station de pompage de la SR3

La station de pompage est équipée de deux pompes horizontales dont les caractéristiques et l'état d'entretien sont donnés dans le tableau (II-7).

Tableau (II- 7) : Caractéristiques des pompes de la station de la station de reprise SR3

	Pompe 01	Pompe 02	Pompe de secours
Fonctionnelle	Oui	Non	Absente
Débit nominal (m ³ /h)	150	150	/
Type	Horizontale	Horizontale	/

La figure (II-6) montre l'état des pompes de la station SR3 de Lemri



Figure (II-6): La chambre des pompes de la SR3 de Lemri

B. La bête à eau de la SR3

Le tableau (II-8) indique les caractéristiques du réservoir de cette station.

Tableau (II-8) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR3

Caractéristiques					
Capacité	Forme	Type	Cote radier (m)	Cote de trop plein (m)	Cote terrain naturel (m)
250 m ³	Rectangulaire	Enterré	424	428	422
Etat d'entretien					
Clôture	Coupole		Echelle d'accès	Robinetterie (vanne, clapet ...etc.)	
Pas encore terminée	/		Bonne	Bonne	
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	

II.4.1.4 Station de reprise SR4 de Thanouthine

A. La station de pompage de la SR4

La station de pompage est équipée de deux pompes horizontales dont les caractéristiques et l'état d'entretien sont donnés dans le tableau (II-9).

Tableau (II-9) : Caractéristiques des pompes de la station de reprise SR4

	Pompe 01	Pompe 02	Pompe de secours
Fonctionnelle	Oui	Non	Absente
Débit nominal (m³/h)	125	125	/
Type	Horizontale	Horizontale	/

La figure (II-7) montre l'état des pompes de la station SR4 de Thanouthine.

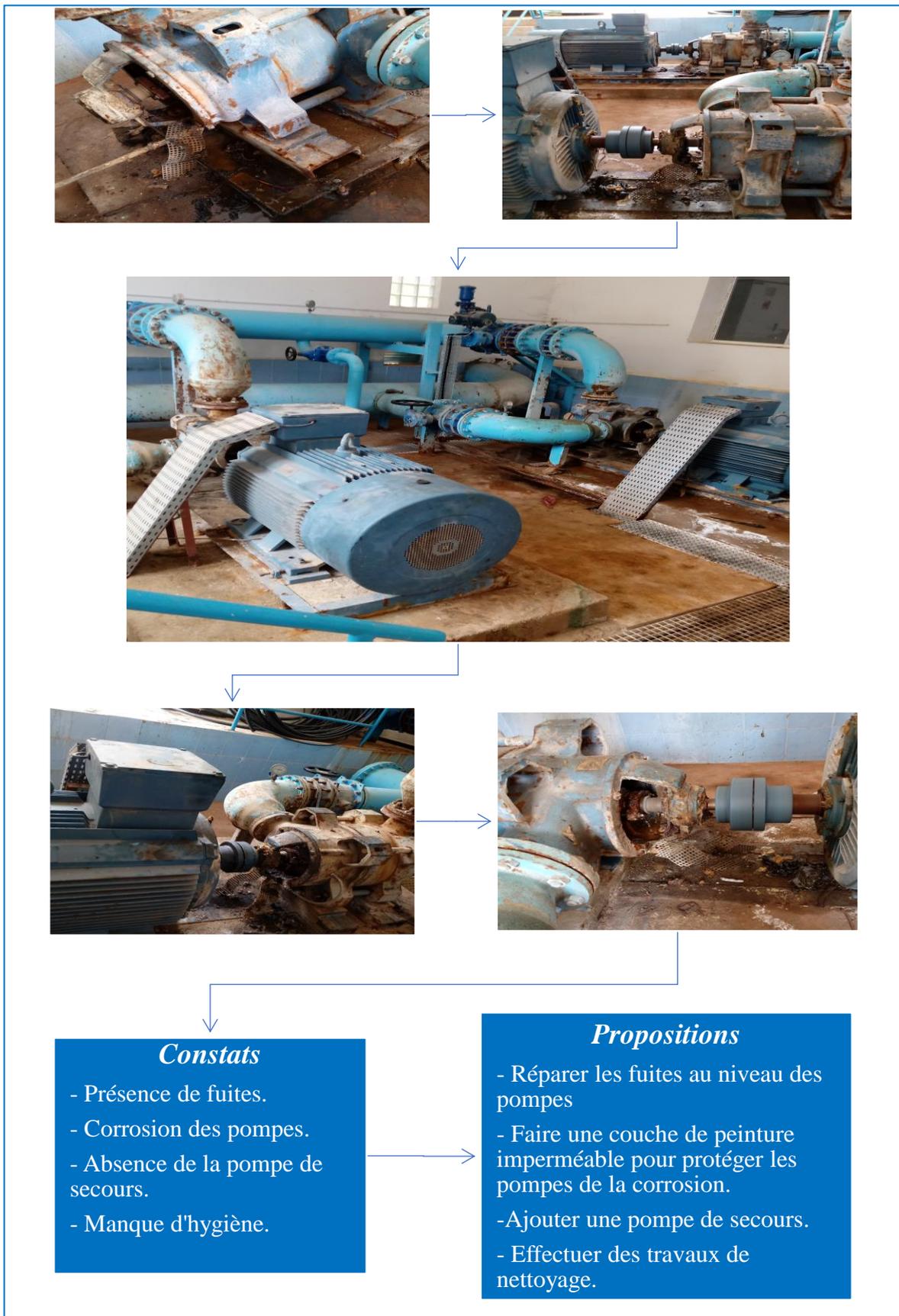


Figure (II-7) : La chambre des pompes de la SR4 de Thanouthine

B. La bâche à eau de la SR4

Le tableau (II-10) indique les caractéristiques du réservoir de la station SR4.

Tableau (II-10) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR4

Caractéristiques					
Capacité	Forme	Type	Côte radier (m)	Côte de trop plein (m)	Côte terrain naturel (m)
250 m ³	Rectangulaire	Semi-Enterré	571.5	575.5	569.5
Etat d'entretien					
Clôture	Coupole		Echelle d'accès	Robinetterie (vanne, clapet, ...etc.)	
Dégradé	/		Bonne	Bonne	
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	

Pour la chambre de vannes du réservoir de la SR4, on constate que les équipements sont en bon état (Annexe (3)).

II.4.1.5 Station de reprise (SR5) de Thaberthot

A. La station de pompage de la SR5

La station de pompage est équipée de deux pompes horizontales dont les caractéristiques et l'état d'entretien sont illustrés dans le tableau (II-11).

Tableau (II-11) : Caractéristiques des pompes de la station de reprise SR5

	Pompe 01	Pompe 02	Pompe de secours
Fonctionnelle	Oui	Non	Absente
Débit nominal (m³/h)	100	100	/
Type	Horizontale	Horizontale	/

La figure (II-8) montre l'état des pompes de la station SR5 Thaberthot.



Figure (II-8) : La chambre des pompes de la SR5 de Thaberthot

A. La bâche à eau de la SR5

Le tableau (II-12) indique les caractéristiques du réservoir de la station SR5.

Tableau (II-12) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR5

Caractéristiques					
Capacité	Forme	Type	Côte radier	Côte de trop plein	Côte terrain naturel (m)
250 m ³	Circulaire	Semi-Enterré	768.5	772.5	766.5
Etat d'entretien					
Clôture	Coupole	Echelle d'accès	Robinetterie (vanne, clapet, ...etc.)		
Bonne	Bonne	Bonne	Bonne		
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	

Cette station est en bon état, une grande clôture entoure la station, et son génie-civil est relativement bon, la chambre des vannes est bien entretenue, tous les accessoires fonctionnent normalement (vannes, ventouses, ...etc.) et les conduites sont bitumées, le système de javellisation fonctionne correctement et bien maîtrisé (Annexe (4)).

II.4.2 Les ouvrages de stockage

II.4.2.1 Le réservoir Thafazarth

Le réservoir de Thafazarth est dans un état très dégradé, avec l'inexistence de la clôture et des éclairages. Les différentes conduites d'adduction et de distribution qui lui sont associées se trouvent à l'air libre et le trop plein se déverse directement sur les champs avoisinants et provoque ainsi des érosions et des saturations des sols.

Le tableau (II-13) indique les caractéristiques de cet ouvrage.

Tableau (II-13): Caractéristiques du réservoir de Thafazarth

Caractéristiques					
Capacité (m ³)	Forme	Type	Côte radier (m)	Côte de trop plein (m)	Côte de terrain naturel (m)
100	Circulaire	Semi-enterré	274,50	278,50	274,50
Fonctionnement					
Entrée			Sortie		
Origine d'alimentation	Mode d'alimentation	Adduction		Distribution	
SR2 (B)	Refoulement	/		Biziou Ouest	
Etat d'entretien					
Clôture	Coupole	Echelle d'accès		Robinetterie (vanne, clapet, ...etc.)	
/	Très dégradée	Absente		Très dégradée	
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Mauvaise		Très dégradé		Très dégradé	

La première constatation est l'absence la clôture (Figure (II-9)), celle-ci doit empêcher l'introduction des personnes étrangères dans la station.

La chambre de vannes est dans un état critique ; les accessoires sont sujets à la corrosion progressive provoquée par les fuites à travers les vannes (Figure (II-10)), le génie civil très dégradée (Figure (II-11)).



Figure (II-9) : Vue extérieure du réservoir de Thafazarth

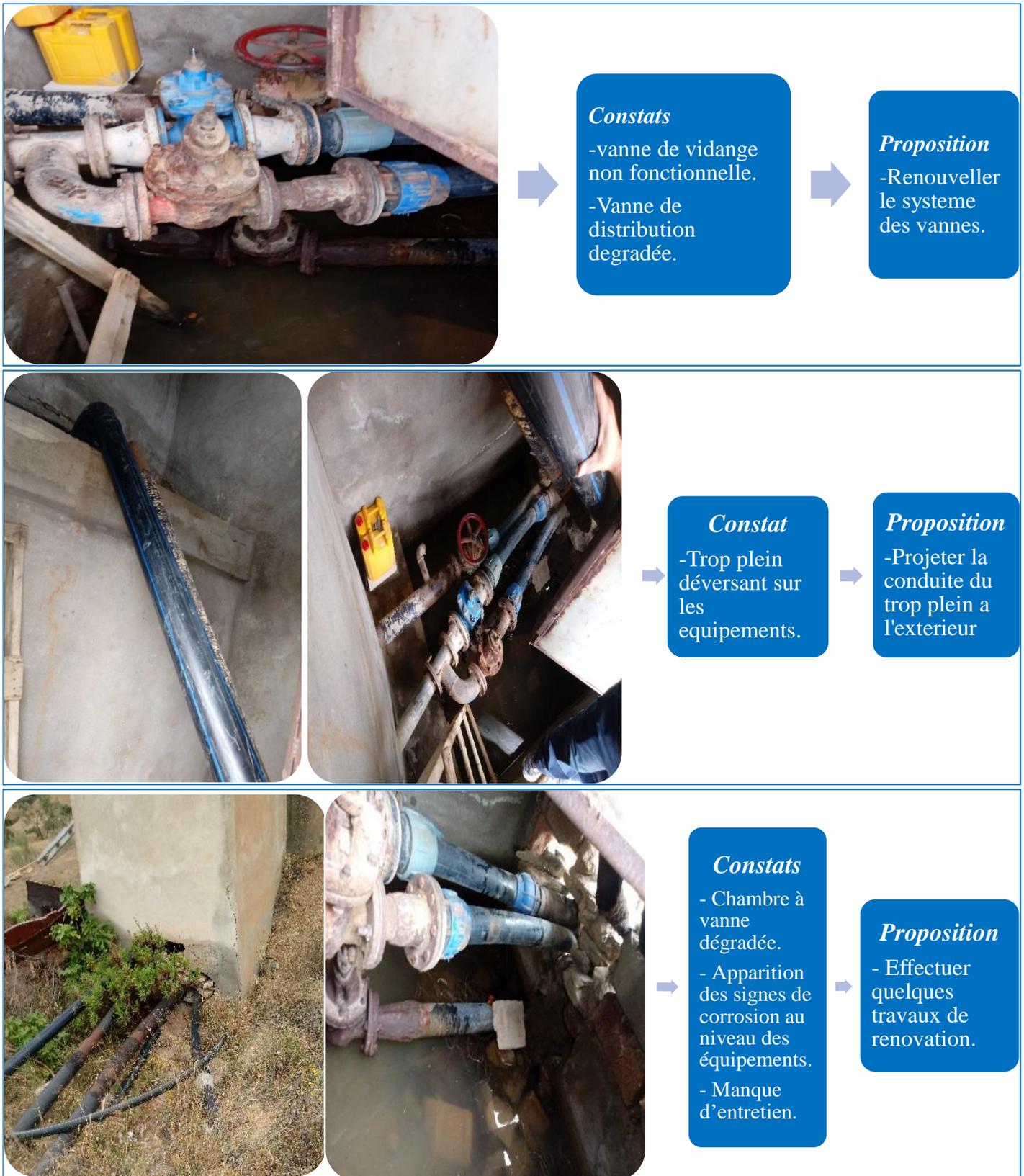


Figure (II-10) : Les équipements de la chambre de vannes du réservoir de Thafazarth



Figure (II-11) : Le ferrailage de la dalle de la chambre à vanne du réservoir Thafazarth

II.4.2.2 Le réservoir final (R-F) de Thigharmine

Le réservoir de Thigharmine est dans un bon état, le tableau (II-14) indique les caractéristiques de cet ouvrage.

Tableau (II-14) : Caractéristiques du réservoir de Thigharmine

Caractéristiques					
Capacité	Forme	Type	Côte radier	Côte de trop plein	Côte de terrain naturel (m)
1500 m ³	Circulaire	Semi-enterré	952.9	958.9	950.9
Fonctionnement					
Entrée			Sortie		
Origine d'alimentation	Mode d'alimentation	Adduction		Distribution	
SR5	Refoulement	Gravitaires vers : ➤ R 50 m ³ Thigharmine, ➤ R 200 m ³ Ighil N'Tala, ➤ R 200 m ³ Lemzara		/	
Etat d'entretien					
Clôture	Coupole	Echelle d'accès		Robinetterie (vanne, clapet, ...etc.)	
Oui	Bonne	Bonne		Bonne	
Etanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	

La chambre des vannes est bien entretenue, tous les accessoires fonctionnent bien (vannes, ventouses, ...etc.).

II.4.3 Les conduites d'adduction

Nous n'avons pas pu visiter toutes les zones dans la région étudiée en raison de l'éloignement entre les villages, ajouter à cela le temps limité dont disposent les agents de l'ADE qui nous ont accompagnés lors des visites de terrain, c'est pourquoi nous avons discuté avec les responsables du service technique de l'APC et même de l'ADE afin de recueillir des informations sur l'état des conduites d'adduction [1], nous avons constaté ce qui suit :

- Les conduites d'adduction sont attaquées par les corrosions ;
- Des fuites dans différents endroits ;
- Explosion fréquente de certaines conduites.

Par ailleurs, nous avons pu voir deux conduites lors de la visite de la station SR5, nous avons remarqué que :

- La conduite d'adduction entre les stations de reprise SR4 et SR5 apparaît au milieu de la route (Figure (II-12))
- Une grande dégradation (complètement corrodée) de la conduite d'adduction entre la station de reprise SR5 et le réservoir final de Thigharmine (Figure (II-13)). Cette dernière a explosé plusieurs fois.



Figure (II-12) : La conduite d'adduction entre les stations de reprise SR4 et SR5



Figure (II-13): La conduite d'adduction entre la station de reprise SR5 et le réservoir final de Tighermine

II.5 Conclusion

D'après le diagnostic physique élaboré sur la base de plusieurs visites de terrain et les discussions avec les responsables du service technique de l'APC et l'ADE sur le réseau d'alimentation actuel de la commune d'Amalou, on peut dégager les problèmes suivants :

- Le problème de pose de la canalisation ;
- L'état de dégradation avancée des bâtiments (génie-civil) de certains réservoirs ;
- L'état de corrosion de la plupart des équipements en place ;
- La vétusté de certains regards et chambres de vannes ;
- La dégradation des équipements de sécurité (clôtures, cadenas des regards de vannes, portes d'accès, ... etc.).
- La dégradation avancée des équipements électromécaniques (les pompes).

En conséquence, on propose de :

- Nettoyage et entretien des réservoirs, et le remplacement du réservoir de Thafazarth, qui est dans un état très dégradé.
- Remplacement de la conduite d'adduction par refoulement de la SR5 au réservoir final de Thigharmin qui souffre de fuites considérables, et qui présentent un véritable handicap pour la chaîne d'adduction.
- La rénovation des pompes horizontales au niveau des stations de reprises en particulier la station de reprise SR1 et la station de reprise SR3.
- Remplacement des pompes verticales au niveau des stations de reprise SR2(A) et SR2(B) par des pompes de grandes capacités.

Après avoir fait le diagnostic physique qui consiste à faire ressortir toutes les anomalies dans le réseau, il est recommandé de vérifier par calcul hydraulique le dimensionnement des réservoirs et des conduites (adduction, distribution) et leurs limites quant aux débits refoulés par les stations de pompage, mais aussi les caractéristiques de celles-ci (débits, hauteurs manométriques totales, ...etc.), ce qui est l'objet des prochains chapitres.

Chapitre III

Estimation des besoins en eau

III.1 Introduction

La consommation d'eau varie en fonction des types de consommateurs, donc avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut faire une estimation de ses besoins en eau. Celle-ci est déterminée sur la base de l'évolution démographique de la population.

Dans notre cas il s'agit d'étudier les besoins actuels (2021) et futurs (2051) des villages de la commune d'Amalou.

III.2 Estimation des besoins en eau de la population

III.2.1 Estimation de la population

D'après le recensement effectué par les services d'APC pour l'actualisation de la population 2021 ainsi que la projection à long terme (horizon 2051), nous nous baserons sur un taux d'accroissement de 2% [1].

Pour y parvenir on utilise la formule des accroissements finis :

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

Avec :

- P_n : Population prévisionnelle à l'horizon **2051** ;
- P_0 : Population de l'année de référence **2021** [1] ;
- T : Taux d'accroissement de la population = **2%** [1] ;
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon d'étude.

Le nombre d'habitant est représenté dans le tableau (III-1).

Tableau (III-1): Nombre d'habitant par localité en 2021 et en 2051

Zone d'étude	Localité	Nombre d'habitants		
		2020	2021	2051
Chef-lieu Amalou	Amalou Centre	1482	1512	2 684
	Taurirt + Akourma	792	808	1 435
	Ikerchouchene + Boushel + Tizi Oukdim	664	677	1 203
	Timesririne	775	791	1 404
Autres localités concernées par l'étude	Biziou	2502	2552	4 532
	Gribou	374	381	677
	Ighil N'tala	1262	1287	2 286
	Thigharmine	254	259	460
	Beni Djamhor + Tizi Lemnaa	664	677	1 203
	Beni Djaad	612	624	1 109
	IghiI guenni	240	245	435
	Taddarth Ouadda	450	459	815
	Issaadounene	206	210	373
Total		10277	10482	18 616

L'évolution de la population au niveau de la région d'étude, pour l'horizon actuel (2021) et futur (2051) est illustrée dans la figure (III-1) ci-dessous.

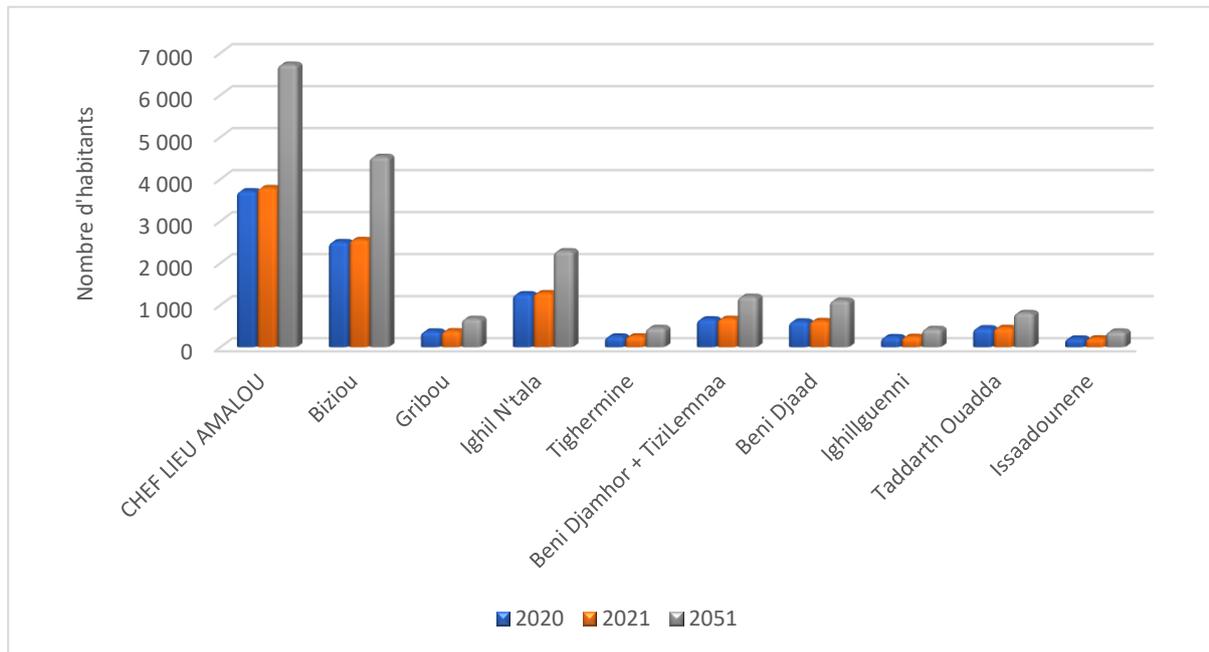


Figure (III-1) : Evolution de la population de la commune d'Amalou

III.2.2 Dotation

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau, c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération.

Nous pouvons donner à titre indicatif les différentes dotations qui peuvent être adoptées [4]:

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

Pour la présente étude, la dotation prise en considération selon le service de l'APC d'Amalou est de l'ordre de 200 l/habitant/jour [1].

III.2.3 Consommation moyenne journalière $Q_{moy,j}$

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommations, à savoir, la consommation domestique, scolaire, sanitaire, administrative, socioculturelle, commerciale, industrielle et Cheptel. La consommation moyenne journalière pour une population est donnée par la formule suivante :

$$- \text{En (m}^3/\text{j)} \quad Q_{moy,j} = \sum_{i=1}^n \left(Di \times \frac{Ni}{1000} \right) \quad (III-2)$$

$$- \text{En (l/s)} \quad Q_{moy,j} = \sum_{i=1}^n \left(Di \times \frac{Ni}{86400} \right) \quad (III-3)$$

Avec :

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

III.3 Les différents types de besoins

III.3.1 Besoins domestiques

Les résultats du calcul des besoins domestiques sont regroupés dans le tableau (III-2) ci-après.

Tableau (III-2) : Besoins domestiques des différentes zones concernées par l'étude

Localité	Populati on en 2021	Populatio n en 2051	Dotation (l/j/hab)	Besoin (l/s)		Besoin (m ³ /j)	
				2021	2051	2021	2051
Chef-lieu	3788	6726	200	8.769	15.569	757.6	1345.2
Biziou	2552	4532	200	5.907	10.491	510.4	906.4
Gribou	381	677	200	0.882	1.567	76.2	135.4
Ighil N'tala	1287	2286	200	2.979	5.292	257.4	457.2
Thigharmine	259	460	200	0.600	1.065	51.8	92.0
Beni Djamhor + Tizi Lemnaa	677	1203	200	1.567	2.785	135.4	240.6
Beni Djaad	624	1109	200	1.444	2.567	124.8	221.8
Ighil Iguenni	245	435	200	0.567	1.007	49.0	87.0
Taddarth Ouadda	459	815	200	1.063	1.887	91.8	163.0
Issaadounene	210	373	200	0.486	0.863	42.0	74.6
Total	10482	18616	/	24.264	43.093	2096.4	3723.2

III.3.2 Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par l'étude sont regroupés dans le tableau (III-3) ci-dessous :

Tableau (III-3) : Besoins scolaires des différentes zones concernées par l'étude

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	02 Primaires	407	15	6.105	0.071
	01 CEM	440	15	6.6	0.076
	01 Lycée	900	15	13.5	0.156
Biziou	01 Primaire	419	15	6.285	0.073
	01 CEM	380	15	5.7	0.066
	01 Ecole privée	111	15	1.665	0.019
Ighil N'tala	01 Primaire	137	15	2.055	0.024
Beni Djamhor	01 Primaire	121	15	1.815	0.021
Beni Djaad	01 Primaire	70	15	1.05	0.012
Taddarth Ouadda	01 Primaire	78	15	1.17	0.014
Total				45.945	0.532

III.3.3 Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau (III-4) suivant :

Tableau (III-4): Besoins sanitaires des différentes zones concernées par l'étude

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	01 Généralistes	1	100	0.100	0.0012
	01 Polyclinique	18	100	1.800	0.0208
	01 Laboratoire médicale	3	100	0.300	0.0035
Biziou	01 Salle de soin	4	100	0.400	0.0046
Ighil N'tala	01 Salle de soin	2	100	0.200	0.0023
Beni Djamhor	01 Salle de soin	1	100	0.100	0.0012
Total				2.900	0.0336

III.3.4 Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau (III-5) suivant :

Tableau (III-5) : Besoins administratifs des différentes zones concernées par l'étude

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	01 APC	161	15	2.415	0.028
	01 ADE	29	15	0.435	0.005
	01 Sonal gaz	20	15	0.3	0.003
	01 Poste	3	15	0.045	0.0005
Biziou	01 Agence d'assurance	2	15	0.03	0.0003
Total				3.225	0.037

III.3.5 Besoins socio-culturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau (III-6) suivant :

Tableau (III-6) : Besoins socioculturels des différentes zones concernées par l'étude

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	1 Maison de jeune	200	10	2	0.023
	7 Mosquées	820	20	16.4	0.190
	1 Bibliothèque	100	10	1	0.012
Biziou	1 Mosquée	100	20	2	0.023
Ighil N'tala	1 Mosquée	150	20	3	0.035
Beni Djamhor	1 Mosquée	100	20	2	0.023
Beni Djaad	1 Mosquée	100	20	2	0.023
Taddarth Ouadda	1 Mosquée	100	20	2	0.023
Thigharmine	2 Mosquées	60	20	1.2	0.014
Ighil Iguenni	1 Mosquée	50	20	1	0.012
Tizi Lemnaa	1 Salle de prière	20	10	0.4	0.005
Total				33	0.382

III.3.6 Besoins commerciaux

Les différents besoins commerciaux sont réunis dans le tableau (III-7) suivant :

Tableau (III-7) : Besoins commerciaux des différentes zones concernées par l'étude

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	10 Epicerie (alimentations générales)	10	100	1	0.012
	03 Cafétérias	9	500	4.5	0.052
	02 Fast-foods	6	500	3	0.035
	04 Pâtisseries	8	500	4	0.046
	01 Boucherie	2	250	0.5	0.006
	01 Pharmacie	3	100	0.3	0.003
Biziou	08 Epicerie (alimentations générales)	24	100	2.4	0.028
	06 Cafétérias	12	500	6	0.069
	03 Fast-foods	8	500	4	0.046
	05 Pâtisseries	15	500	7.5	0.087
	01 Restaurant	5	500	2.5	0.029
	01 Boulangerie	6	500	3	0.035
	01 Poissonnerie	2	500	1	0.012
	01 Pharmacie	2	100	0.2	0.002
Ighil N'tala	04 Epicerie (alimentations générales)	4	100	0.4	0.005
	01 Cafétéria	2	500	1	0.012
Beni Djamhor	02 Epicerie (alimentations générales)	2	100	0.2	0.002
	01 Cafétéria	1	500	0.5	0.006
Beni Djaad	03 Epicerie (alimentations générales)	3	100	0.3	0.003
Thigharmine	02 Epicerie (alimentations générales)	2	100	0.2	0.002
Ighil Iguenni	01 Epicerie (alimentation générale)	1	100	0.1	0.001
Gribou	01 Epicerie (alimentation générale)	1	100	0.1	0.001
	01 Salle des fêtes	110	20	2.2	0.025
	01 Cafétéria	1	500	0.5	0.006
Total				55	0.637

III.3.7 Besoins sportifs

Les différents besoins sportifs sont réunis dans le tableau (III-8) suivant :

Tableau (III-8): Besoins sportifs des différentes zones concernées par l'étude

Villages	Équipements	Surfaces (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	Stade communal	6634	10	66.34	0.768
	02 Stades de proximité	1125	10	11.25	0.130
	03 Aires de jeu	150	10	1.5	0.017
Biziou	Stade de proximité	1125	10	11.25	0.130
	Aire de jeu	5775	10	57.75	0.668
Beni Djamhor	Stade de proximité	1125	10	11.25	0.130
	Aire de jeu	3780	10	37.8	0.438
Ighil N'tala	Stade de proximité	1500	10	15	0.174
	Aire de jeu	5280	10	52.8	0.611
Ighil Iguenni	Stade de proximité	1125	10	11.25	0.130
	Aire de jeu	3344	10	33.44	0.387
Beni Djaad	Stade de proximité	1125	10	11.25	0.130
	Aire de jeu	3300	10	33	0.382
Thigharmine	Stade de proximité	1125	10	11.25	0.130
	Aire de jeu	3300	10	33	0.382
Taddarth Ouadda	Aire de jeu	3300	10	33	0.382
Gribou	Stade de proximité	1125	10	11.25	0.130
Total				442.38	5.120

III.3.8 Besoins cheptels

Les différents besoins cheptels sont réunis dans le tableau (III-9) suivant :

Tableau (III-9) : Besoins cheptels des différentes zones concernées par l'étude

Villages	Cheptels	Nombre de têtes	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	Bovins	22	80	1.76	0.020
	Ovins	30	10	0.3	0.003
	Caprins	40	10	0.4	0.005
	Equins	1	15	0.015	0.0002
	Aviculture	1500	1	1.5	0.017
Ighil N'tala	Bovins	12	80	0.96	0.011
	Ovins	25	10	0.25	0.003
	Caprins	15	10	0.15	0.002
	Equins	2	15	0.03	0.000
	Aviculture	4800	1	4.8	0.056
Thigharmine	Bovins	12	80	0.96	0.011
	Ovins	12	10	0.12	0.001
	Caprins	8	10	0.08	0.001
Beni Djaad	Bovins	4	80	0.32	0.004
	Ovins	15	10	0.15	0.002
	Caprins	10	10	0.1	0.001
	Aviculture	1500	1	1.5	0.017
Beni Djamhor	Ovins	16	10	0.16	0.002
	Caprins	8	10	0.08	0.001
	Aviculture	6000	1	6	0.069
Ighil Iguenni	Bovins	25	80	2	0.023
	Ovins	20	10	0.2	0.002
	Caprins	14	10	0.14	0.002
	Aviculture	5000	1	5	0.058
Taddarth Ouadda	Ovins	16	10	0.16	0.002
	Caprins	10	10	0.1	0.001
Biziou	Bovins	30	80	2.4	0.028
	Ovins	30	10	0.3	0.003
	Caprins	15	10	0.15	0.002
Gribou	Bovins	28	80	2.24	0.026
	Ovins	60	10	0.6	0.007
	Caprins	30	10	0.3	0.003
	Aviculture	30000	1	30	0.347
Total				63.225	0.732

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

Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipements publics au niveau de zone d'étude pour l'horizon 2021. Et pour estimer les besoins d'équipements en 2051, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de chaque village, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu, ont appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{equi}2021}}{Q_{\text{dom}2021}} = \frac{Q_{\text{equi}2051}}{Q_{\text{dome}2021}} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

- $Q_{\text{equi}2021}$: Besoins d'équipements en 2021 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{equi}2051}$: Besoins d'équipements en 2051 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dom}2021}$: Besoins domestiques en 2021 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dome}2051}$: Besoins domestiques en 2051 (m^3/j).

Les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont regroupées dans le tableau (III-10) ci-après.

Tableau (III-10): Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes zones concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur

Localité	Besoins domestiques Qdom (m^3/j)		Besoins d'équipements Qéqui (m^3/j)		Qmoy.j (m^3/j)	
					Qdom + Qéqui(m^3/j)	
	2021	2051	2021	2051	2021	2051
Chef-lieu	757.6	1345.2	147.365	261.66	904.97	1606.86
Biziou	510.4	906.4	124.13	220.44	634.53	1126.84
Gribou	76.2	135.4	47.19	83.85	123.39	219.25
Ighil N'tala	257.4	457.2	80.645	143.24	338.05	600.44
Thigharmine	51.8	92	46.81	83.14	98.61	175.14
Beni Djamhor + Tizi Lemnaa	135.4	240.6	60.305	107.16	195.71	347.76
Beni Djaad	124.8	221.8	49.67	88.28	174.47	310.08
Ighil Iguenni	49	87	53.13	94.33	102.13	181.33
Taddarth Ouadda	91.8	163	36.93	65.57	128.73	228.57
Issaadounene	42	74.6	0	0.00	42.00	74.60
Total	2096.4	3723.2	646.175	1147.67	2742.58	4870.87

III.5 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$

Tout réseau d'AEP peut être touché par des fuites, d'où la nécessité de compenser les volumes d'eau perdues, dans notre cas on estime ces fuites à 20% du débit moyen journalier. Ce qui donne un coefficient de majoration de $K_f = 1.2$.

Le débit moyen journalier majoré est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.maj,j} = K_f \times Q_{moy,j} \quad (III-5)$$

Avec :

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

Les résultats de la majoration de la consommation moyenne journalière pour les zones d'étude sont regroupés dans le tableau (III-11) ci-dessous.

Tableau (III-11): Majoration de la consommation moyenne journalière

Localité	$Q_{moy,j} (m^3/j)$		$Q_{maj,j} (m^3/j)$	
	2021	2051	2021	2051
Chef-lieu	904.97	1606.86	1085.964	1928.232
Biziou	634.53	1126.84	761.436	1352.208
Gribou	123.39	219.25	148.068	263.1
Ighil N'tala	338.05	600.44	405.66	720.528
Thigharmine	98.61	175.14	118.332	210.168
Beni Djamhor+ Tizi Lemnaa	195.71	347.76	234.852	417.312
Beni Djaad	174.47	310.08	209.364	372.096
Ighil Iguenni	102.13	181.33	122.556	217.596
Taddarth Ouadda	128.73	228.57	154.476	274.284
Issaadounene	42	74.6	50.4	89.52
Total	2742.59	4870.87	3291.108	5845.044

III.6 Variation de la consommation journalière

III.6.1 Débit maximum journalier $Q_{max,j}$

Il représente le volume maximal d'eau consommée pendant la journée la plus chargée de l'année, donné par :

$$Q_{max,j} = Q_{maj,j} \times K_{max,j} \quad (III-6)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{maj,j}$: Débit majoré journalier (m^3/j) ;
- $K_{max,j}$: Coefficient de pointe journalier ou d'irrégularité maximal, Il nous indique combien de fois le débit maximal de la journée dépasse le débit moyen de la journée, il varie entre 1.1 à 1.3, on prend $K_{max,j} = 1.2$; D'où :

$$Q_{max,j} = Q_{maj,j} \times 1.2 \quad (III-7)$$

Les résultats du débit maximum journalier sont regroupés dans le tableau (III-12) suivant :

Tableau (III-12) : Débit maximum journalier des différentes zones concernées par l'étude

Localité	$Q_{maj,j} (m^3/j)$		$Q_{max,j} (m^3/j)$	
	2021	2051	2021	2051
Chef-lieu	1085.964	1928.232	1303.1568	2313.8784
Biziou	761.436	1352.208	913.7232	1622.6496
Gribou	148.068	263.1	177.6816	315.72
Ighil N'tala	405.66	720.528	486.792	864.6336
Thigharmine	118.332	210.168	141.9984	252.2016
Beni Djamhor+ Tizi Lemnaa	234.852	417.312	281.8224	500.7744
Beni Djaad	209.364	372.096	251.2368	446.5152
Ighil Iguenni	122.556	217.596	147.0672	261.1152
Taddarth Ouadda	154.476	274.284	185.3712	329.1408
Issaadounene	50.4	89.52	60.48	107.424
Total	3291.108	5845.044	3949.3296	7014.0528

III.6.2 Débit minimum journalier $Q_{min,j}$

Il représente le volume minimal d'eau consommé pendant la journée la plus chargée de l'année, défini par :

$$Q_{min,j} = Q_{maj,j} \times K_{min,j} \quad (III-8)$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: débit maximum journalier (m^3 /j).
- $Q_{maj,j}$: débit majoré journalier (m^3 /j).
- $K_{min,j}$; Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 0.7 à 0.9.

Pour la présente étude, nous avons pris $K_{min,j} = 0.8$;

D'où :

$$Q_{min,j} = Q_{maj,j} \times 0.8 \quad (III-9)$$

Les résultats du débit maximum journalier sont regroupés dans le tableau (III-13) suivant :

Tableau (III-13) : Débit minimum journalier des différentes zones concernées par l'étude

Localité	$Q_{maj,j} (m^3/j)$		$Q_{min,j} (m^3/j)$	
	2021	2051	2021	2051
Chef-lieu	1085.964	1928.232	868.7712	1542.5856
Biziou	761.436	1352.208	609.1488	1081.7664
Gribou	148.068	263.1	118.4544	210.48
Ighil N'tala	405.66	720.528	324.528	576.4224
Thigharmine	118.332	210.168	94.6656	168.1344
Beni Djamhor+ Tizi Lemnaa	234.852	417.312	187.8816	333.8496
Beni Djaad	209.364	372.096	167.4912	297.6768
Ighil Iguenni	122.556	217.596	98.0448	174.0768
Taddarth Ouadda	154.476	274.284	123.5808	219.4272
Issaadounene	50.4	89.52	40.32	71.616
Total	3291.108	5845.044	2632.8864	4676.0352

III.7 Variation de la consommation horaire

III.7.1 Débit moyen horaire $Q_{moy.h}$

La consommation moyenne horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (III-10)$$

Avec :

- $Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h) ;
- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

Les résultats du débit moyen horaire sont regroupés dans le tableau (III-14) ci-après

Tableau (III-14) : Débit moyen horaire des différentes zones concernées par l'étude

Localité	$Q_{max.j}$ (m^3/j)		$Q_{moy.h}$ (m^3/h)	
	2021	2051	2021	2051
Chef-lieu	1303.1568	2313.8784	54.2982	96.4116
Biziou	913.7232	1622.6496	38.0718	67.6104
Gribou	177.6816	315.72	7.4034	13.155
Ighil N'tala	486.792	864.6336	20.283	36.0264
Thigharmine	141.9984	252.2016	5.9166	10.5084
Beni Djamhor+ Tizi Lemnaa	281.8224	500.7744	11.7426	20.8656
Beni Djaad	251.2368	446.5152	10.4682	18.6048
Ighil Iguenni	147.0672	261.1152	6.1278	10.8798
Taddarth Ouadda	185.3712	329.1408	7.7238	13.7142
Issaadounene	60.48	107.424	2.52	4.476
Total	3949.3296	7014.0528	164.5554	292.2522

III.7.2 Débit maximum horaire $Q_{max.h}$

$Q_{max.h}$ est le volume maximum horaire consommé au cours de la journée la plus chargée de l'année, défini par :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h} \quad (III-11)$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h) ;
- $K_{max.h}$: Coefficient de variation maximale horaire ; tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III-12})$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1.2 et 1.3, on prend $\alpha_{\max} = 1.3$.

- β_{\max} : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant et qui est représenté dans le tableau (III-15) ci-dessous.

Tableau (III-15): Variation des valeurs de β_{\max}

Nombre d'habitants*10 ³	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Valeur de β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le coefficient β_{\max} sera déterminé par interpolation selon le nombre d'habitants de chaque zone.

Les valeurs de $Q_{\text{moy},h}$ pour l'horizon actuel (2021) et futur (2051) sont représentées dans le tableau (III-16) ci-après.

Tableau (III- 16): Débit maximum horaire actuel (2021) et futur (2051) des différentes zones concernées par l'étude

Localité	Q _{moy.h} (m ³ /h)		α _{max}	β _{max}		K _{max.h}		Q _{moy.h} (m ³ /h)		Q _{max.h} (m ³ /h)	
	2021	2051		2021	2051	2021	2051	2021	2051	2021	2051
Chef-lieu	3 788	6 726	1.3	1.51	1.38	1.963	1.794	54.298	96.412	106.587	172.962
Biziou	2 552	4 532		1.6	1.47	2.08	1.911	38.072	67.610	79.189	129.203
Gribou	381	677		2	2	2.6	2.6	7.403	13.155	19.249	34.203
Ighil N'tala	1 287	2 286		1.89	1.64	2.457	2.132	20.283	36.026	49.835	76.808
Thigharmine	259	460		2	2	2.6	2.6	5.917	10.508	15.383	27.322
Beni Djamhor+ Tizi Lemnaa	677	1 203		2	1.92	2.6	2.496	11.743	20.866	30.531	52.081
Beni Djaad	624	1 109		2	1.96	2.6	2.548	10.468	18.605	27.217	47.405
Ighil Iguenni	245	435		2	2	2.6	2.6	6.128	10.880	15.932	28.287
Taddarth Ouadda	459	815		2	2	2.6	2.6	7.724	13.714	20.082	35.657
Issaadounene	210	373		2	2	2.6	2.6	2.520	4.476	6.552	11.638
Total	10 482	18 616		/				164.555	292.252	370.558	615.567

III.8 Conclusion

Après avoir estimé les besoins en eau des différentes agglomérations de la zone d'étude aux divers horizons, il nous paraît nécessaire de vérifier si le système d'alimentation en eau potable actuel peut satisfaire les besoins de la population qui sont de **7014,0528 m³/j** avec un nombre de population de **18 616 habitants**.

Chapitre IV

Les réservoirs

IV.1 Introduction

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages hydrauliques permettant le stockage de l'eau pour une utilisation ultérieure, assurant ainsi une interface entre la production et la distribution de l'eau potable destinée à la consommation publique, industrielle ou agricole.

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des baches à eau des stations de reprise, ainsi qu'à l'étude des réservoirs nécessaires pour satisfaire les besoins futurs des zones à alimenter pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'adduction et de distribution.

IV.2 Classification des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs, à savoir [4] :

- D'après la nature des matériaux, on trouve :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonneries ;
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrés ;
 - Semi-enterrés ;
 - Surélevé, sur tour.

- D'après les considérations esthétiques, ils peuvent être :
 - Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
 - Soit s'intégrer au paysage.

- Enfin, d'après la forme ils peuvent être [5] :
 - **Rectangulaire ou carré** : ces formes sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint.
 - **Circulaire** : cette forme est préférée pour les réservoirs de faible capacité, ils sont faits en béton armé.

IV.3 Rôles d'un réservoir

Le réservoir est un ouvrage à préconiser dans la majeure partie des cas car il offre les avantages suivants [4] :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Sollicitation régulière des points d'eau ;
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes) ;

- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide du chlore.

IV.4 Les équipements d'un réservoir

Les réservoirs sont équipés d'une [4] :

- Conduite d'adduction ;
- Conduite de distribution ;
- Conduite de Trop-plein ;
- Conduite de vidange ;
- Dispositions spéciales.

Remarque : les dispositions spéciales ci-après sont également à prévoir, le cas échéant [4] :

- By-pass entre adduction et distribution ;
- Matérialisation de la réserve incendie.

La figure (IV-1) illustre le schéma général d'un réservoir.

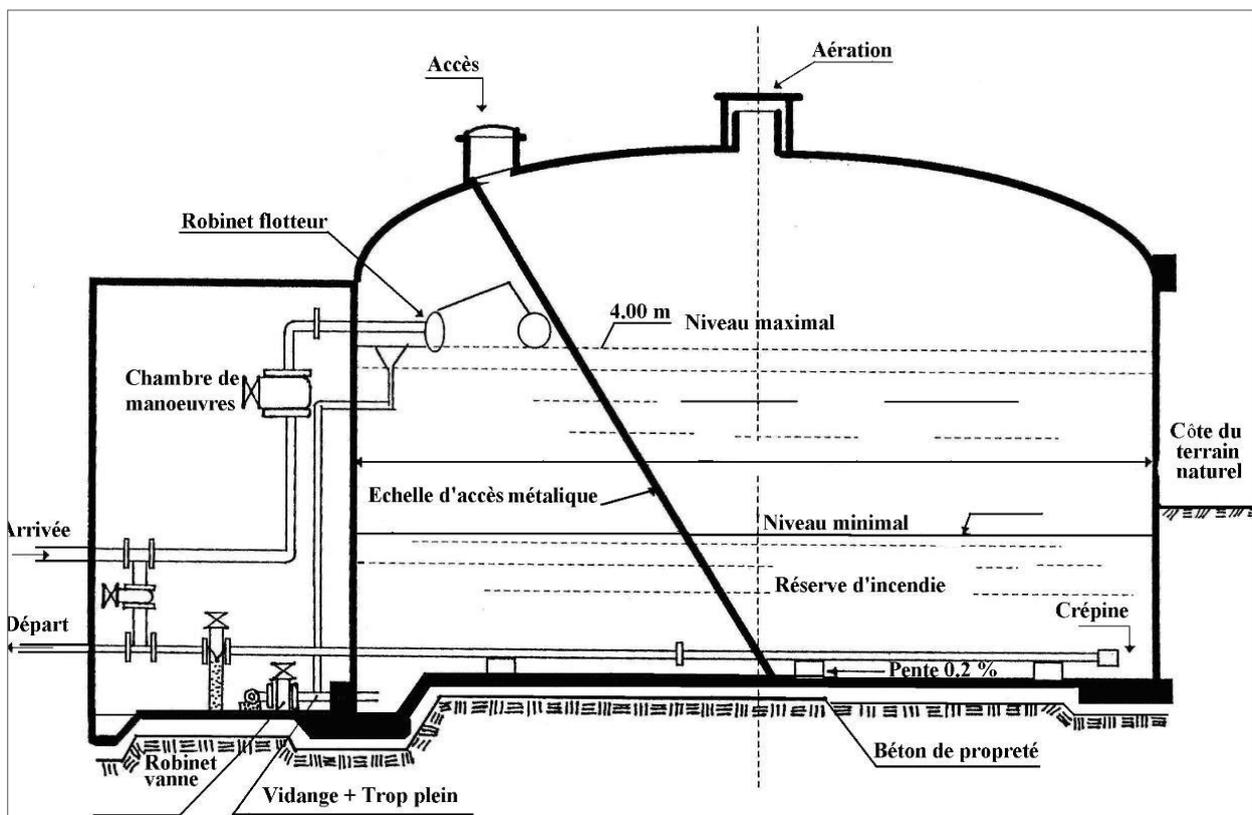


Figure (IV-1): Schéma général d'un réservoir

IV.5 Méthode de calcul de la capacité des ouvrages de stockage

IV.5.1 Capacité des réservoirs

Le dimensionnement des réservoirs est basé, d'une part, sur le mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, sur la variation de la demande en eau. En alimentation urbaine, il est conseillé de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de la plus forte consommation, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie qui doit être disponible à tout moment [4].

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (IV-1)$$

Où :

- V_T : Volume total du réservoir en (m^3) ;
- V_{inc} : Volume d'incendie = $120 m^3$;
- V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation en (m^3), il est déterminé par la formule ci-après :

$$V_{max} = \frac{Q_{max.j}}{100} \times P_{max} \quad (IV-2)$$

Avec :

- $Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j) ;
- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en (%), déterminé par la relation ci-après :

$$P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-min}| \quad (IV-3)$$

Avec :

- $|R^{+max}|$: Résidu maximum positif ;
- $|R^{-min}|$: Résidu maximum négatif.

Pour déterminer la valeur de P_{max} , on doit suivre les étapes suivantes :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{max.h}$ pour les différentes zones concernées par l'étude. Le tableau de distribution du débit journalier (Annexe (5)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures ;
- La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement ;
- La capacité du réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire on fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ;

- A partir de la différence entre le volume entrant et le volume sortant du réservoir, on calculera le résidu et à partir de ce dernier on calculera le cumul, la valeur maximale trouvée sera le volume de stockage.

IV.5.2 Capacité de la bêche à eau des stations de reprise

Une station de reprise est un ouvrage équipé d'un réservoir (bêche d'eau) et d'une station de pompage (pompes) ; dont le réservoir (bêche d'eau) permet le stockage de l'eau et la stabilisation de pression, et la station de pompage assure le relèvement de l'eau d'un point plus bas à un autre plus haut par refoulement.

Dans ce mode d'adduction l'écoulement se fait par pompage, les pompes des stations du présent projet fonctionnent 20h/24h. Ainsi, on réalise leurs dimensionnements en tenant compte du volume à stocker durant les 4h de son arrêt. Alors, le volume est donné par la formule suivante [4] :

$$V_{SR} = Q_{max,j} \times T' \quad (IV-4)$$

Avec :

- V_{SR} : volume de la bêche à eau de la station de reprise (m^3) ;
- $Q_{max,j}$: débit entrant dans la station (m^3/j) ;
- T' : temps d'arrêt de pompage (h).

D'où :

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

IV.6 Vérification de la capacité des ouvrages de stockage

IV.6.1 Vérification de la capacité de la bêche à eau de la station de reprise SR2 (B) d'Ouzouaghen

Le dimensionnement de la bêche à eau de cette station de reprise sera comme un réservoir parce qu'elle est alimentée par refoulement à partir de puisard (20/24) et elle assure la distribution vers Biziou-est avec $K_{max,h}=2.14$ et $Q_{max,j}=811.3248 m^3/j$, et une adduction par refoulement (20/24) vers le réservoir Thafazarth avec $Q_{max,j}= 811.3248 m^3/j$, Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV-1) ci-dessous.

Tableau (IV-1): Variation du résidu dans la bête à eau de la station de reprise SR2(B)

Heures	Apport (%)	Sortie (%)		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Refolement (%)	Distribution (%)			
0-1	5	2.5	0.375	2.125		2.125
1-2	5	2.5	0.375	2.125		4.25
2-3	5	2.5	0.5	2		6.25
3-4	5	2.5	0.5	2		8.25
4-5	5	2.5	1.5	1		9.25
5-6	5	2.5	2.75		-0.25	9
6-7	5	2.5	2.75		-0.25	8.75
7-8	5	2.5	2.75		-0.25	8.5
8-9	5	2.5	1.75	0.75		9.25
9-10	5	2.5	1.75	0.75		10
10-11	5	2.5	3		-0.5	9.5
11-12	5	2.5	4.25		-1.75	7.75
12-13	5	2.5	4.25		-1.75	6
13-14	5	2.5	3		-0.5	5.5
14-15	5	2.5	2.5	0	0	5.5
15-16	5	2.5	2.5	0	0	5.5
16-17	5	2.5	1.75	0.75		6.25
17-18	5	2.5	1.75	0.75		7
18-19	0	2.5	3		-5.5	1.5
19-20	0	2.5	3		-5.5	-4
20-21	0	0	3		-3	-7
21-22	0	0	1.5		-1.5	-8.5
22-23	5	0	1	4		-4.5
23-24	5	0	0.5	4.5		0
	100	50	50			

D'après le tableau (IV-1) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |10| + |-8.5|$, donc $P_{\max} = 18.5\%$
- **Volume totale** : $V_T = \frac{Q_{\max,j} \times P}{100} + V_{\text{inc}}$, d'où : $V_T = \frac{1622.6496 \times 18.5}{100} + 120$,
Ainsi $V_T = 420.19 \text{ m}^3$
- **Volume normalisé** : $V_N = 450 \text{ m}^3$.

La capacité de la bête à eau de la station de reprise SR2 (B) d'Ouzouaghen doit être de 450 m^3 . Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant (300 m^3). Donc, on propose de projeter un réservoir de 150 m^3 qui sera jumelé avec l'ancien.

IV.6.2 Vérification de la capacité du réservoir Thafazarth

Dans le présent cas, le réservoir Thafazarth est alimenté par refolement à partir de la station de reprise SR2 (B) d'Ouzouaghen avec un débit de $Q_{\max,j} = 811.3248 \text{ m}^3/\text{j}$. Il assure la distribution vers Biziou-Ouest avec $K_{\max,h} = 2.14$ et $Q_{\max,j} = 811.3248 \text{ m}^3/\text{j}$. La vérification de la capacité du réservoir Thafazarth est donnée dans le tableau (IV-2) ci-après.

Tableau (IV-2) : Variation du résidu dans le réservoir de Thafazarth

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0.75	4.25		4.25
1-2	5	0.75	4.25		8.5
2-3	5	1	4		12.5
3-4	5	1	4		16.5
4-5	5	3	2		18.5
5-6	5	5.5		-0.5	18
6-7	5	5.5		-0.5	17.5
7-8	5	5.5		-0.5	17
8-9	5	3.5	1.5		18.5
9-10	5	3.5	1.5		20
10-11	5	6		-1	19
11-12	5	8.5		-3.5	15.5
12-13	5	8.5		-3.5	12
13-14	5	6		-1	11
14-15	5	5	0	0	11
15-16	5	5	0	0	11
16-17	5	3.5	1.5		12.5
17-18	5	3.5	1.5		14
18-19	0	6		-6	8
19-20	0	6		-6	2
20-21	0	6		-6	-4
21-22	0	3		-3	-7
22-23	5	2	3		-4
23-24	5	1	4		0
	100	100			

D'après le tableau (IV-2) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |20| + |-7|$, donc $P_{\max} = 27\%$
- **Volume total** : $V_T = \frac{Q_{\max,j} \times P}{100} + V_{inc}$, d'où : $V_T = \frac{811.3248 \times 27}{100} + 120$,
Ainsi $V_T = 339.06 \text{ m}^3$
- **Volume normalisé** : $V_N = 350 \text{ m}^3$.

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de 100 m^3 , on aura un déficit de 250 m^3 . Étant donné que l'état de génie civil de ce réservoir est très dégradé (voir Diagnostic physique), on a opté pour un nouveau réservoir de 350 m^3 .

IV.6.3 Vérification de la capacité de la bache à eau de la station de reprise SR1 d'Ighzar-Lkim

La bache à eau de cette station de reprise est alimentée gravitairement (24/24) à partir d'un piquage sur la conduite venant du barrage Tichy-Haf, et refoule (20/24) vers la station de reprise SR2(A) d'Ouzouaghen, avec $Q_{\max,j} = 5391.4032 \text{ m}^3/j$.

Les résultats de calculs d'après la formule (IV-4), sont les suivants :

- **Volume de la bête à eau :** $V_{SR} = \frac{5391.4032}{24} \times 4$, donc $V_{SR} = 898.567 \text{ m}^3$.
- **Volume normalisé :** $V_{SRn} = 900 \text{ m}^3$.

En ce moment, il y a dans cette station une bête à eau d'une capacité de 1500 m^3 . Ainsi, cette bête à eau est suffisante pour répondre aux besoins de cette zone pour l'horizon 2051.

IV.6.4 Vérification de la capacité de la bête à eau de la station de reprise SR2 (A) d'Ouzouaghen

La bête à eau de cette station de reprise est alimentée par refoulement à partir de la station de reprise SR1 (20/24) et refoule (20/24) vers la station de reprise SR3, avec $Q_{\max,j} = 5391.4032 \text{ m}^3 / \text{j}$.

Les résultats de calculs d'après la formule (IV-04), sont les suivants :

- **Volume de la bête à eau :** $V_{SR} = \frac{5391.4032}{24} \times 4$, donc $V_{SR} = 898.567 \text{ m}^3$.
- **Volume normalisé :** $V_{SRn} = 900 \text{ m}^3$.

La capacité de la bête à eau doit être de 900 m^3 . Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant (250 m^3). Donc, on propose de projeter une bête à eau de 650 m^3 qui sera jumelée avec l'ancienne.

IV.6.5 Vérification de la capacité de la bête à eau de la station de reprise SR3 de Lemri

La bête à eau de cette station de reprise est alimentée par refoulement à partir de la station de reprise SR2 (A) (20/24) et refoule (20/24) vers la station de reprise SR4, avec

$$Q_{\max,j} = 5391.4032 \text{ m}^3 / \text{j}.$$

Les résultats de calculs d'après la formule (IV-4) sont les suivants :

- **Volume de la bête à eau :** $V_{SR} = \frac{5391.4032}{24} \times 4$, donc $V_{SR} = 898.567 \text{ m}^3$.
- **Volume normalisé :** $V_{SRn} = 900 \text{ m}^3$.

La capacité de la bête à eau doit être de 900 m^3 . Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant (250 m^3). Donc, on propose de projeter une bête à eau de 650 m^3 qui sera jumelée avec l'ancienne.

IV.6.6 Vérification de la capacité de la bache à eau de la station de reprise SR4 de Thanouthine

Le dimensionnement de la bache à eau de cette station de reprise sera comme un réservoir parce qu'elle est alimentée par refoulement à partir de la station de reprise SR3 (20/24) et assure la distribution vers Gribou, avec $K_{\max,h}=2.6$ et $Q_{\max,j}=315.72 \text{ m}^3/\text{j}$ et une adduction par refoulement (20/24) vers la station de reprise SR5, avec $Q_{\max,j}= 5075.6832 \text{ m}^3/\text{j}$. Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV-3) ci-dessous.

Tableau (IV-3) : Variation du résidu dans la bache à eau de la station de reprise SR4

Heures	Apport (%)	Sortie (%)		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Refoulement (%)	Distribution (%)			
0-1	5	4.7072	0.0351	0.2577		0.258
1-2	5	4.7072	0.0351	0.2577		0.515
2-3	5	4.7072	0.0703	0.2225		0.738
3-4	5	4.7072	0.1171	0.1757		0.914
4-5	5	4.7072	0.2050	0.0878		1.001
5-6	5	4.7072	0.2050	0.0878		1.089
6-7	5	4.7072	0.2635	0.0293		1.118
7-8	5	4.7072	0.5973		-0.3045	0.814
8-9	5	4.7072	0.5153		-0.2225	0.591
9-10	5	4.7072	0.3806		-0.0878	0.504
10-11	5	4.7072	0.2401	0.0527		0.556
11-12	5	4.7072	0.2401	0.0527		0.609
12-13	5	4.7072	0.2050	0.0878		0.697
13-14	5	4.7072	0.2050	0.0878		0.785
14-15	5	4.7072	0.2752	0.0176		0.802
15-16	5	4.7072	0.3631		-0.0703	0.732
16-17	5	4.7072	0.6090		-0.3162	0.416
17-18	5	4.7072	0.5505		-0.2577	0.158
18-19	0	0	0.4275		-0.4275	-0.269
19-20	0	0	0.0937		-0.0937	-0.363
20-21	0	0	0.0937		-0.0937	-0.457
21-22	0	0	0.0586		-0.0586	-0.515
22-23	5	4.7072	0.0351	0.2577		-0.258
23-24	5	4.7072	0.0351	0.2577		0
	100	94.144	5.856			

D'après le tableau (IV-3) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |1.118| + |-0.515|$

Donc, $P_{\max} = 1.633\%$

- **Volume total** : $V_T = \frac{Q_{\max,j} \times P}{100} + V_{\text{inc}}$ d'où : $V_T = \frac{5391.4032 \times 1.633}{100} + 120$, donc

$V_T = 208.042 \text{ m}^3$

- **Volume normalisé** : $V_N = 250 \text{ m}^3$.

Actuellement, il y a dans cette station une bache à eau d'une capacité de 250 m³, donc elle est suffisante pour répondre aux besoins de cette zone pour l'horizon 2051.

IV.6.7 Vérification de la capacité de la bache à eau de la station de reprise SR5 de Thaberthot

Le dimensionnement de la bache à eau de cette station de reprise sera comme un réservoir parce qu'elle est alimentée par refoulement à partir de la station de reprise SR4 (20/24) et assure une adduction gravitaire vers le réservoir Taourirth qui alimente le chef-lieu Amalou, avec un débit de $Q_{\max,j} = 2313.8784 \text{ m}^3/\text{j}$, et une adduction par refoulement (20/24) vers le réservoir final Tighermine, avec $Q_{\max,j} = 2761.8048 \text{ m}^3/\text{j}$. Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV-4) ci-dessous.

Tableau (IV- 4) : Variation du résidu dans la bache à eau de la station de reprise SR5

Heures	Apport (%)	Sortie (%)		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Refoulement (%)	Adduction (G) (%)			
0-1	5	2.7206	1.8995	0.3799		0.380
1-2	5	2.7206	1.8995	0.3799		0.760
2-3	5	2.7206	1.8995	0.3799		1.140
3-4	5	2.7206	1.8995	0.3799		1.520
4-5	5	2.7206	1.8995	0.3799		1.900
5-6	5	2.7206	1.8995	0.3799		2.279
6-7	5	2.7206	1.8995	0.3799		2.659
7-8	5	2.7206	1.8995	0.3799		3.039
8-9	5	2.7206	1.8995	0.3799		3.419
9-10	5	2.7206	1.8995	0.3799		3.799
10-11	5	2.7206	1.8995	0.3799		4.179
11-12	5	2.7206	1.8995	0.3799		4.559
12-13	5	2.7206	1.8995	0.3799		4.939
13-14	5	2.7206	1.8995	0.3799		5.319
14-15	5	2.7206	1.8995	0.3799		5.699
15-16	5	2.7206	1.8995	0.3799		6.078
16-17	5	2.7206	1.8995	0.3799		6.458
17-18	5	2.7206	1.8995	0.3799		6.838
18-19	0	0	1.8995		-1.8995	4.939
19-20	0	0	1.8995		-1.8995	3.039
20-21	0	0	1.8995		-1.8995	1.140
21-22	0	0	1.8995		-1.8995	-0.760
22-23	5	2.7206	1.8995	0.3799		-0.380
23-24	5	2.7206	1.8995	0.3799		0
	100	54.412	45.588			

D'après le tableau (IV-4) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |6.838| + |-0.76|$

Donc, $P_{\max} = 7.598 \%$

- **Volume total** : $V_T = \frac{Q_{\max,j} \times P}{100}$ d'où : $V_T = \frac{5075.6832 \times 7.598}{100}$

Donc, $V_T = 385.65 \text{ m}^3$

- **Volume normalisé** : $V_N = 400 \text{ m}^3$.

La capacité de la bêche à eau de la station de reprise SR5 doit être de 400 m^3 . Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant (250 m^3). Donc, on propose de projeter une bêche à eau de 150 m^3 qui sera jumelée avec l'ancienne.

IV.6.8 Vérification de la capacité du réservoir final Tighermine (R-F)

Dans le présent cas, le réservoir Tighermine est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise SR5 avec un débit de $Q_{\max,j} = 2761.8048 \text{ m}^3 / \text{j}$. Il assure trois adductions gravitaires :

- Adduction 1 vers le réservoir Ighil N'tala avec un débit de $Q_{\max,j} = 864,6336 \text{ m}^3 / \text{j}$;
- Adduction 2 vers le réservoir Tighermine avec un débit de $Q_{\max,j} = 252,2016 \text{ m}^3 / \text{j}$;
- Adduction 3 vers le réservoir Lemzara avec un débit de $Q_{\max,j} = 1644,9696 \text{ m}^3 / \text{j}$.

La vérification de la capacité du réservoir Thigharmine est donnée dans le tableau (IV-5) ci-après.

Tableau (IV-5) : Variation du résidu dans réservoir final Tighermine

	Apport (%)	Sortie (%)			Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Adduction 1 (%)	Adduction 2 (%)	Adduction 3 (%)			
0-1	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		0.8334
1-2	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		1.6668
2-3	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		2.5002
3-4	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		3.3336
4-5	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		4.167
5-6	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		5.0004
6-7	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		5.8338
7-8	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		6.6672
8-9	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		7.5006
9-10	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		8.334
10-11	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		9.1674
11-12	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		10.0008
12-13	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		10.8342
13-14	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		11.6676
14-15	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		12.501
15-16	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		13.3344
16-17	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		14.1678
17-18	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		15.0012
18-19	0	1.3044	0.3805	2.4817		-4.1666	10.8346
19-20	0	1.3044	0.3805	2.4817		-4.1666	6.668
20-21	0	1.3044	0.3805	2.4817		-4.1666	2.5014
21-22	0	1.3044	0.3805	2.4817		-4.1666	-1.6652
22-23	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		-0.8318
23-24	5	1.3044	0.3805	2.4817	0.8334		0.0016
	100	31.307	9.132	59.561			

D'après le tableau (IV-5) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\min}| = |15.0012| + |-1.6652|$

Donc, $P_{\max} = 16.67\%$

- **Volume total** : $V_T = \frac{Q_{\max.j} \times P}{100} + V_{inc}$, d'où : $V_T = \frac{2761.8048 \times 16.67}{100} + 120$, donc

$$V_T = 580.393 \text{ m}^3$$

- **Volume normalisé** : $V_N = 600 \text{ m}^3$.

Le réservoir existant est d'une capacité de 1500 m^3 , donc ce réservoir est suffisant pour répondre aux besoins de cette zone pour l'horizon 2051.

IV.7 Dimensionnement des réservoirs projetés

Dans le présent projet on a des réservoirs d'une forme circulaire (SR2 (B), SR5 et Thafazarth) et d'autres d'une forme rectangulaire (SR2 (A) et SR3), ce qui nous conduit à choisir pour chaque réservoir projeté la même forme du réservoir existant qui sera jumelé avec lui.

Généralement la hauteur du réservoir est comprise entre 4 m et 5 m, on prend $H_r = 4 \text{ m}$.

IV.7.1 Détermination des dimensions de la cuve selon la forme du réservoir

IV.7.1.1 Un réservoir circulaire

Le dimensionnement d'un réservoir circulaire se base sur la valeur de son diamètre, qu'on calcule à l'aide de la formule ci-après :

$$V_t = S_r \times H_r \quad \longrightarrow \quad D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times H_r}} \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir (m^3) ;
- S_r : Surface du réservoir (m^2) ;
- D_r : Diamètre du réservoir (m) ;
- H_r : Hauteur du réservoir (m).

IV.7.1.2 Un réservoir rectangulaire

Dans un réservoir rectangulaire le dimensionnement des cuves aura des valeurs l et L telles que [4] :

$$\frac{Lr}{lr} = \frac{4}{3} \quad \longrightarrow \quad L_r = \frac{4}{3} \times l_r \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- L_r : La longueur de la cuve du réservoir (m) ;
- l_r : La largeur de la cuve du réservoir (m).

D'où :

$$S_r = L_r \times l_r \longrightarrow S_r = \frac{4}{3} \times l_r^2 \quad (\text{IV-7})$$

Avec :

- S_r : Surface du réservoir (m²).

Donc, la valeur de la largeur l se détermine comme suit :

$$V_t = S_r \times H_r \longrightarrow l = \sqrt{\frac{3 \times V_t}{4 \times H_r}} \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir (m³) ;
- H_r : Hauteur du réservoir (m).

IV.7.2 Détermination de la hauteur d'incendie

La réserve d'incendie est de 120 m³, la hauteur d'incendie se calcule selon la forme comme suit :

- **Circulaire :**
$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D_r^2} \quad (\text{IV-9})$$

- **Rectangulaire :**
$$H_{inc} = \frac{4}{3} \times \frac{V_{inc}}{l_r^2} \quad (\text{IV-10})$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV-6) ci-dessous :

Tableau (IV-6) : Dimensionnement des réservoirs projetés

Réservoir	Capacité des ouvrages déstockages		Les dimensions du réservoir selon la forme			Hauteur incendie
	Existant (m ³)	Projeté (m ³)	Circulaire	Rectangulaire		
			D _r (m)	L _r (m)	l _r (m)	H _{inc} (m)
SR2(B)	300	150	6.9	/	/	3.2
Thafazarth	100	350	10.6	/	/	1.4
SR5	250	150	6.9	/	/	3.2
SR2(A)	250	650	/	20.8	15.6	0.4
SR3	250	650	/	20.8	15.6	0.4

Le schéma général des réservoirs étudiés avec ses caractéristiques, est donné dans la figure (IV-2) ci-après.

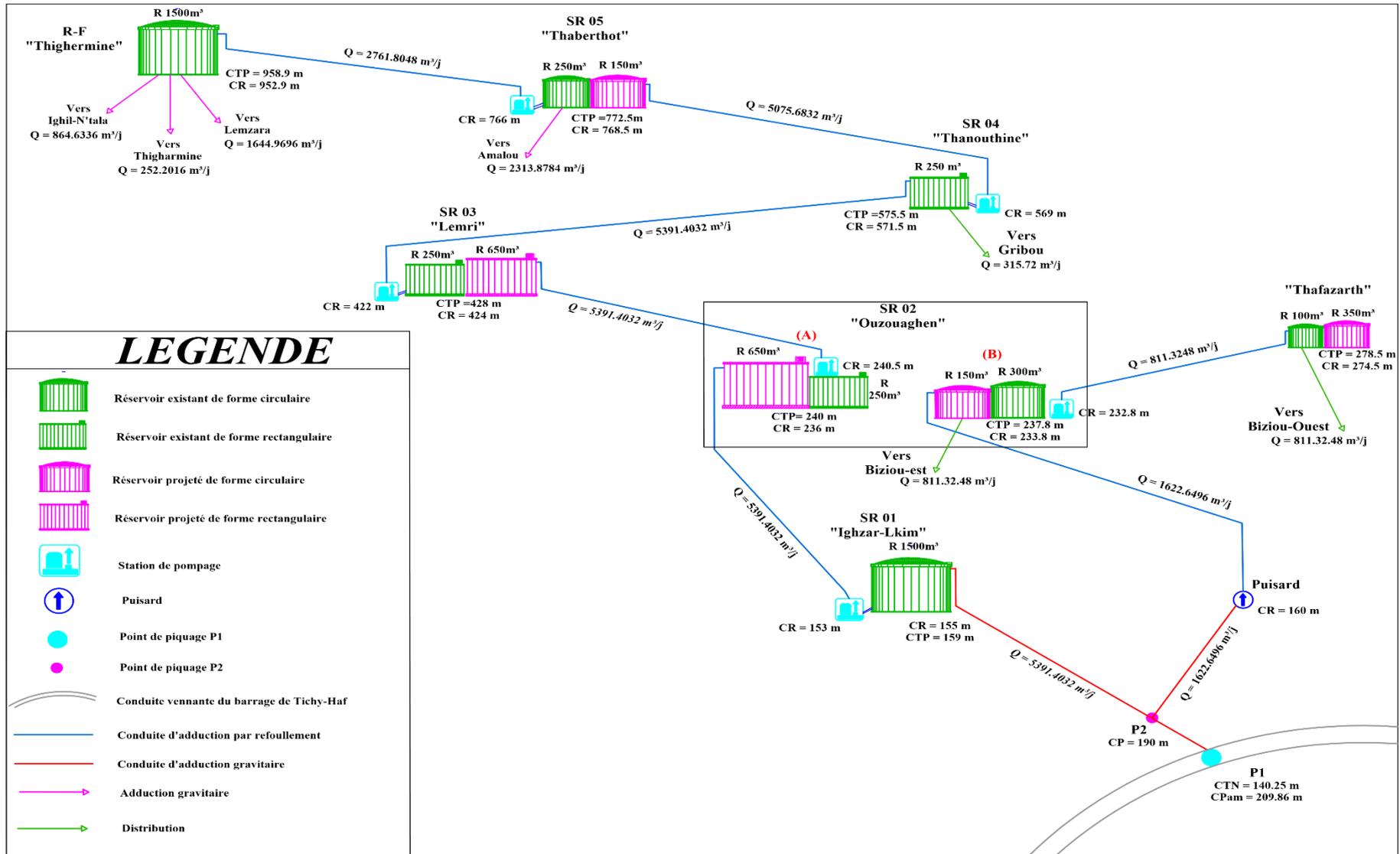


Figure (IV-2): Schéma synoptique des réservoirs des différentes zones concernées par l'étude

IV.8 Conclusion

Après avoir vérifié les capacités des différents réservoirs pour l'horizon 2051, il a été obtenu que :

- Jumeler un réservoir d'un volume de stockage de 150 m^3 avec celui existant (SR2 (B)), pour la localité de Biziou-Est ;
- Construire un nouveau réservoir d'un volume de stockage de 350 m^3 au lieu de l'existant à Thafazarth, pour distribuer la localité de Biziou-Ouest ;
- Jumeler un réservoir d'un volume de stockage de 150 m^3 avec celui existant (SR5), pour la localité d'Amalou ;
- Projeter deux réservoirs avec une capacité de stockage de 650 m^3 chacun, qui seront jumeler avec les bâches à eau existantes dans les stations de reprises SR2 (A) et SR3 respectivement ;
- Les capacités du réservoir final Thigharmine et des bâches à eau des stations de reprise SR1 et SR4 sont suffisantes.

Dans le prochain chapitre nous allons traiter le dimensionnement des conduites transportant l'eau entre les réservoirs.

Chapitre V

L'étude de l'adduction

V.1 Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites jusqu'au réservoir. En fonction du relief de la zone, on distingue trois types d'adduction, à savoir [4] :

- ✓ **Adduction par refoulement** : Le système d'adduction par refoulement emploie un système de pompage pour créer une pression dans le réseau. Le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.
- ✓ **Adduction gravitaire** : Le système d'adduction gravitaire ne fait intervenir qu'un seul travail qui est la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte.
- ✓ **Adduction mixte** : Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit en premier temps une eau par refoulement et que dans un deuxième temps, cette eau est évacuée par gravité jusqu'à un réservoir situé plus bas, on parle ici d'adduction mixte.

Le but de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant l'eau vers les différentes zones concernées par l'étude tout en satisfaisant la condition économique.

V.2 Choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques, économiques et topographiques, qui se résument comme suit [5] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériaux lors de la réalisation ;
- Eviter les contre pentes qui donnent des cantonnements d'air. En plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leurs exploitations et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation ainsi que la détection des fuites et les vannes défectueuses.

V.3 Choix du type de matériaux

Le choix du type de matériaux des conduites de transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique [6].

- sur le plan technique :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose, bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local.

Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, il y'a :

- Métalliques "Acier, Fonte" ;
- En matière plastique "poly chlorure de vinyle (PVC), polythène (PE)".

V.4 Les équipements du système d'adduction

Les accessoires hydrauliques constituant une adduction sont [4] :

- ✓ **Robinet vanne** : On distingue les robinets dits quart de tour, robinets-vannes et la vanne papillon. Ces accessoires permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation.
- ✓ **Ventouses** : Le rôle d'une ventouse est essentiellement d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Elles seront donc prévues aux points hauts bien définis.
- ✓ **Décharge** : Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite.
- ✓ **Clapets anti-retours** : Le clapet anti-retour est destiné à assurer le passage de l'eau dans un sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

V.5 Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont donnés dans l'annexe (7) avec une pression nominale de 10 Bars et l'annexe (8) avec une pression nominale de 16 Bars [5,7].

Les prix des conduites en Fonte sont donnés dans l'annexe (9) [5].

V.6 Etude technico-économique

Le choix le plus économique du diamètre de la conduite se fait selon :

- ❖ **Critère technique** : le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite

et la vitesse d'écoulement doit être comprise généralement entre 0.5 et 1.5 m/s et pouvant aller jusqu'à 2 m/s.

- ❖ **Frais d'investissement** : les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal et sont proportionnels aux diamètres des conduites.

V.6.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

$$\text{Formule de BRESS : } D_{BRESS} = \sqrt{Q} \quad (\text{V-1})$$

$$\text{Formule de BONNIN : } D_{BONNIN} = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

- **Q** : débit à élever en m³/s.

On prendra tous les diamètres compris entre **D_{BRESS}** et **D_{BONNIN}**, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s.×

V.6.2 Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires

Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre **V_{min}** et **V_{max}** :

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

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

Avec :

- **V_{min}** : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;
- **V_{max}** : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;
- **D_{min}** : Diamètre minimal de la conduite (m) ;
- **D_{max}** : Diamètre maximal de la conduite (m).

V.6.3 Calcul de la vitesse

La vitesse de l'écoulement se détermine par la formule ci-après :

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

Avec :

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

V.6.4 Calcul des pertes de charge ΔH :

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

V.6.4.1 Pertes de charge linéaires ΔH_L

Elles se calculent moyennant la formule de Darcy-Weisbach [8] :

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

Avec :

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

Le coefficient de Darcy caractérise l'écoulement et la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de Nikuradazi [8]:

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{Ks}{D})^{-2} \quad (\text{V-7})$$

- **Régime de transition**

On utilise la formule de Colebrook [8] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{251}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{V-8})$$

D'où :

- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
- ✓ Pour les conduites en PEHD la valeur prise est égale à [8] :

- 0.01 mm pour les diamètres inférieures ou égaux à 200 mm ($DN \leq 200$) ;
 - 0.02 mm pour les diamètres supérieurs à 200 mm ($DN > 200$) ;
- ✓ Pour les conduites en fonte ductile :
- $K = 0.15$ mm

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

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (V-9)$$

Avec :

- **V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- **ν** : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stocks [8] :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 \times T + 0.000221 \times T^2)} \quad (V-10)$$

Avec :

- **T°** : Température de l'eau en degré, à $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0.01$ Stocks = $10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ [8].

V.6.4.2 Pertes de charge singulières ΔH_S

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires, on prend 15%.

$$\Delta H_S = 0.15 \times \Delta H_L \quad (V-11)$$

V.6.4.3 Pertes de charge totales ΔH_T

Elles présentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$\Delta H_T = \Delta H_S + \Delta H_L \quad (V-12)$$

Avec :

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

D'où :

$$\Delta H_T = 1.15 \times \Delta H_L$$

V.6.5 Détermination de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), et les pertes de charge totales résultantes du refoulement et de l'aspiration. Elle sera calculée par la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_L + \Delta H_S = H_g + \Delta H_T \quad (V-13)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m).

V.6.6 Puissance absorbée par la pompe P_a

Elle se calcule comme suit :

$$P_a = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (V-14)$$

Où :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- η : Rendement de pompage (70% à 80%), on prend $\eta = 75\%$;
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit refoulé (m^3/s).

V.6.7 Energie consommée par la pompe E

Elle se détermine par :

$$E = P_a \times t_p \times 365 \quad (V-15)$$

Où :

- t_p : Nombre d'heure de pompage par jour ($t_p=20h$) ;
- P_a : Puissance de pompe (Kw) ;
- E : Energie consommée (Kwh/an).

V.6.8 Frais d'exploitation F_{ex}

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{ex} = E \times e_u \quad (V-16)$$

Avec :

- e_u : Le prix unitaire du KWh, il est de 4.67 DA d'après la SONELGAZ.
- F_{ex} : Frais d'exploitation (DA)

V.6.9 Frais d'amortissement F_{am}

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (V-17)$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;

- **L** : Longueur de la conduite (m)
- **A** : L'amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

$$\text{Avec : } A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V-18})$$

- **i** : Taux d'annuité, 8% en Algérie ;
 - **n** : Nombre d'années d'amortissement (n= 30 ans).
- D'où :

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

V.6.10 Calcul du bilan B_L

Le bilan sera calculé par la formule ci-après :

$$B_L = F_{ex} + F_{am} \quad (\text{V-19})$$

B_L : Le bilan (DA)

V.7 Etude de l'adduction gravitaire

V.7.1 Tronçon point de piquage P1- SR1 « Ighzar-Lkim »

- **Caractéristiques du tronçon**
 - **Débit** : $Q = 0.0624 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - **Longueur** : $L = 2412 \text{ m}$.
 - **La hauteur géométrique** : $H_g = \text{CPm (P1)} - \text{CTP(SR1)} = 209.86 - 159 = 50.86 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$$D_{\min} = 0.199 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0.399 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 160, 200, 250, 315 et 400 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

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

Tableau (V-1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon point de piquage P1- SR1

D_{ext} (m)	e (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Hg (m)	ΔH_t (m)
0.16	0.0146	0.1308	0.0624	4.64622	606751.2028	2412	0.013821948	50.86	321.4722
0.2	0.0182	0.1636	0.0624	2.96994	485104.2624	2412	0.014034529	50.86	106.6336
0.25	0.0227	0.2046	0.0624	1.89891	388516.3532	2412	0.014868614	50.86	37.0466
0.315	0.0286	0.2578	0.0624	1.19605	308341.5278	2412	0.015165653	50.86	11.8974
0.4	0.0363	0.3274	0.0624	0.74158	242793.0539	2412	0.015600514	50.86	3.7047

D'après le tableau (IV-1) ci-dessus, et pour que l'eau arrive à la station de reprise (SR1), il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 250 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 37.0466$ m et une vitesse de 1.89891 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 250 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne ΔH_v**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t \quad (V-20)$$

D'où :

$$\Delta H_v = 50.86 - 37.0466 = 13.8134 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (V-21)$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 13.8134 \times \frac{2 \times 9.81}{1.89891^2} = 75.16$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne θ**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (6).

Pour $\xi = 75.16$ l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 54.98° .

V.7.2 Tronçon Piquage P2 – Puisard

- **Caractéristiques du tronçon**

- **Débit :** $Q = 0.0188 \text{ m}^3/\text{s}$.
- **Longueur :** $L = 1120 \text{ m}$.
- **La hauteur géométrique :** $H_g = \text{CPm (P2)} - \text{CP(Puisard)} = 190 - 160 = 30 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-3) et (V-4), on trouve :

$$D_{\min} = 0.109 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0.219 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125, 160, 200 et 250 mm, avec une pression nominale de 10 Bars (PN10).

Tableau (V-2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon point de piquage P2-Puisard

D _{ext} (m)	e (m)	D _{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H _g (m)	ΔH _t (m)
0.09	0.0054	0.0792	0.0188	3.81409	302075.961	1120	0.01564379	30	188.6321
0.11	0.0066	0.0968	0.0188	2.55323	247153.059	1120	0.01590266	30	70.3060
0.125	0.0074	0.1102	0.0188	1.97005	217099.965	1120	0.01612696	30	37.2858
0.16	0.0095	0.141	0.0188	1.20338	169676.71	1120	0.01666092	30	11.2332
0.2	0.0119	0.1762	0.0188	0.77060	135779.887	1120	0.01725229	30	3.8170
0.25	0.0148	0.2204	0.0188	0.49251	108549.982	1120	0.01818452	30	1.3138

D'après le tableau (IV-2) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au Puisard, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 160 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 11.2332$ m et une vitesse de 1.20338 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 160 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne ΔH_v**

En utilisant la formule (V-20), on trouve :

$$\Delta H_v = 30 - 11.2332 = 18.7668 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

En utilisant la formule (V-21), on trouve :

$$\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 18.7668 \times \frac{2 \times 9.81}{1.20338^2} = 254.263$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne θ**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'annexe (6).

Pour $\xi = 254.263$ l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 62.153°.

V.8 Etude de l'adduction par refoulement

V.8.1 Tronçon Puisard – SR2(B) « Ouzouaghen »

- **Caractéristiques du tronçon**

- **Débit :** $Q = 0.0188 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Longueur :** $L = 1300 \text{ m}$

- **La hauteur géométrique :** $H_g = \text{CTP (SR2(B))} - \text{CR (Puisard)} = 237.8 - 160 = 77.8 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-1) et (V-2), on trouve :

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.137 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.206 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200 et 250 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

- **Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-3) ci-après :

Tableau (V-3) : Calcul de la Hmt du tronçon Puisard - SR2(B)

D_{ext} (m)	e (m)	D_{int} (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H_g (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0.125	0.0114	0.1022	0.0188	2.29055	234094.0913	1300	0.015992555	77.8	62.5588	140.3588
0.16	0.0146	0.1308	0.0188	1.39838	182908.3802	1300	0.016484279	77.8	18.7783	96.5783
0.2	0.0182	0.1636	0.0188	0.89387	146237.2624	1300	0.017044708	77.8	6.3430	84.1430
0.25	0.0227	0.2046	0.0188	0.57152	116932.6302	1300	0.017974827	77.8	2.1866	79.9866

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-4) ci- après :

Tableau (V-4) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon Puisard-SR2(B)

D_{ext} (m)	Q (m³/s)	Hmt (m)	P_a (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)	Prix du ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
0.125	0.0188	140.3588	34.4793	251698.8232	1175433.5045	1316.1900	1300	151940.9736
0.16	0.0188	96.5783	23.7246	173189.3310	808794.1756	2151.1500	1300	248328.7560
0.2	0.0188	84.1430	20.6698	150889.7872	704655.3060	3378.1100	1300	389969.0184
0.25	0.0188	79.9866	19.6488	143436.1532	669846.8357	5226.5000	1300	603347.1600

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-5) ci- après :

Tableau (V-5) : Calcul du bilan du tronçon Puisard - SR2(B)

D_{ext} (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
0.125	1175433.5045	151940.9736	1327374.4781
0.16	808794.1756	248328.7560	1057122.9316
0.2	704655.3060	389969.0184	1094624.3244
0.25	669846.8357	603347.1600	1273193.9957

D'après les résultats du tableau (V-5), on trouve que le diamètre économique est celui de 160 mm avec un bilan minimal de 1057122.9316 DA et une vitesse de 1.39838 m/s.

V.8.2 Tronçon SR2(B) « Ouzouaghen » -R « Thafazarth »

- **Caractéristiques du tronçon**
 - **Débit** : $Q = 0.094 \text{ m}^3/\text{s}$
 - **Longueur** : $L = 1300 \text{ m}$
 - **La hauteur géométrique** :
 $H_g = \text{CTP (Thafazarth)} - \text{CR (SR2(B))} = 278.5 - 233.8 = 44.7 \text{ m}$
- En utilisant les formules (V-1) et (V-2), on trouve :

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.097 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.145 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 et 160 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN10).

- **Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-6) ci-après :

Tableau (V-6) : Calcul de la Hmt du tronçon SR2 (B)-R « Thafazarth »

D_{ext} (m)	e (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H_g (m)	ΔH_t (m)	H_{mt} (m)
0.09	0.0054	0.0792	0.0094	1.90705	151037.9807	716.85	0.01735481	44.7	33.4845	78.1845
0.11	0.0066	0.0968	0.0094	1.27662	123576.5296	716.85	0.017828661	44.7	12.6122	57.3122
0.125	0.0074	0.1102	0.0094	0.98503	108549.9825	716.85	0.018182622	44.7	6.7266	51.4266
0.16	0.0095	0.141	0.0094	0.60169	84838.35509	716.85	0.018964097	44.7	2.0459	46.7459

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-7) ci- après :

Tableau (V-7) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2 (B) -R « Thafazarth »

D_{ext} (m)	Q (m^3/s)	H_{mt} (m)	P_a (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)	Prix du ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
0.09	0.0094	78.1845	9.6031	70102.2995	327377.7388	446.8	716.85	28441.6259
0.11	0.0094	57.3122	7.0394	51387.6664	239980.4022	665.64	716.85	42372.1662
0.125	0.0094	51.4266	6.3165	46110.4952	215336.0126	843.99	716.85	53725.2638
0.16	0.0094	46.7459	5.7416	41913.6254	195736.6307	1382.45	716.85	88001.6243

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-8) ci- après :

Tableau (V-8) : Calcul du bilan du tronçon SR2(B)-R « Thafazarth »

D_{ext} (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
0.09	327377.7388	28441.6259	355819.3647
0.11	239980.4022	42372.16622	282352.5685
0.125	215336.0126	53725.26376	269061.2764
0.16	195736.6307	88001.62429	283738.255

D'après les résultats du tableau (V-8), on trouve que le diamètre économique est celui de 125mm avec un bilan minimal de 269061.2764 DA et une vitesse de 0.98503 m/s.

V.8.3 Tronçon SR1« Ighzar-Lkim » - SR2(A) « Ouzouaghen »

- **Caractéristiques du tronçon**
 - **Débit** : $Q = 0.0624 \text{ m}^3/\text{s}$
 - **Longueur** : $L = 895 \text{ m}$
 - **La hauteur géométrique** :
 $H_g = \text{CTP}(\text{SR2(A)}) - \text{CR}(\text{SR1}) = 240 - 155 = 85 \text{ m}$
- En utilisant les formules (V-1) et (V-2), on trouve :

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.250 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.375 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315, 400 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

- **Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-9) ci-après :

Tableau (V-9) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR1- SR2(A)

D_{ext} (m)	e (m)	D_{int} (m)	Q(m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H_g (m)	ΔH_t (m)	H_{mt} (m)
0.2	0.0182	0.1636	0.0624	2.9700	485886.814	895	0.01403137	85	39.6865	124.6865
0.25	0.0227	0.2046	0.0624	1.8989	388519.466	895	0.01487051	85	13.7485	98.7485
0.315	0.0286	0.2578	0.0624	1.1961	308343.998	895	0.01516346	85	4.4141	89.4141
0.4	0.0363	0.3274	0.0624	0.7416	242794.999	895	0.01560039	85	1.3747	86.3747

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-10) ci- après :

Tableau (V-10) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR1-SR2(A)

D_{ext} (m)	Q(m³/s)	Hmt(m)	P_a (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)	Prix du ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
0.2	0.0624	124.6865	101.7689	742913.02	3469403.8	3378.11	895	268478.67
0.25	0.0624	98.7485	80.5984	588368.403	2747680.44	5226.5	895	415381.314
0.315	0.0624	89.4141	72.9797	532751.511	2487949.56	8026.99	895	637953.057
0.4	0.0624	86.3747	70.4989	514641.862	2403377.5	12966.67	895	1030539.06

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-11) ci- après :

Tableau (V-11) : Calcul du bilan du tronçon SR1 - SR2(A)

D_{ext} (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
0.2	3469403.8	268478.67	3737882.47
0.25	2747680.44	415381.314	3163061.76
0.315	2487949.56	637953.057	3125902.61
0.4	2403377.5	1030539.06	3433916.56

D'après les résultats du tableau (V-11), on trouve que le diamètre économique est celui de 315mm avec un bilan minimal de 3125902.61 DA et une vitesse de 1.1961 m/s.

V.8.4 Tronçon SR2(A) « Ouzouaghen » - SR3 « Lemri »

- **Caractéristiques du tronçon**

- **Débit** : $Q = 0.0624 \text{ m}^3/\text{s}$.
- **Longueur** : $L = 1707 \text{ m}$.
- **La hauteur géométrique** : $H_g = \text{CTP (SR3)} - \text{CR (SR2(A))} = 428 - 236 = 192 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-1) et (V-2), on trouve :

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.250 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.375 \text{ m}$$

On choisit la fonte ductile comme matériau et les diamètres normalisés sont : 200, 250 et 300 mm avec une pression nominale de 40 Bars (PN40), et 350 et 400 mm avec une pression nominale de 30 Bars (PN30).

- **Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-12) ci-après :

Tableau (V-12) : Calcul de la Hmt du tronçon SR2(A) - SR3

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H _g (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0.2	0.0624	1.98728	397455.414	1707	0.01923501	192	38.0025	230.0025
0.25	0.0624	1.27186	317964.331	1707	0.01868588	192	12.0971	204.0971
0.3	0.0624	0.88323	264970.276	1707	0.0183768	192	4.7812	196.7812
0.35	0.0624	0.64891	227117.379	1707	0.01822233	192	2.1935	194.1935
0.4	0.0624	0.49682	198727.707	1707	0.01816522	192	1.1215	193.1215

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-13) ci-après :

Tableau (V-13) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2(A) - SR3

D _{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P _a (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
0.2	0.0624	230.0025	187.7277	1370412.01	6399824.076	3800	1707	576010.08
0.25	0.0624	204.0971	166.5838	1216061.66	5679007.95	5750	1707	871594.2
0.3	0.0624	196.7812	160.6125	1172471.18	5475440.426	6500	1707	985280.4
0.35	0.0624	194.1935	158.5004	1157053.15	5403438.216	8750	1707	1326339
0.4	0.0624	193.1215	157.6255	1150666.21	5373611.22	11000	1707	1667397.6

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-14) ci-après :

Tableau (V-14) : Calcul du bilan du tronçon SR2(A) - SR3

D _{ext} (m)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	B _L (DA)
0.2	6399824.08	576010.08	6975834.16
0.25	5679007.95	871594.2	6550602.15
0.3	5475440.43	985280.4	6460720.83
0.35	5403438.22	1326339	6729777.22
0.4	5373611.22	1667397.6	7041008.82

D'après les résultats du tableau (V-14), on trouve que le diamètre économique est celui de 300 mm avec un bilan minimal de 6460720.83 DA et une vitesse de 0.88323 m/s.

V.8.5 Tronçon SR3 « Lemri » - SR4 « Thanouthine »

- **Caractéristiques du tronçon**
 - **Débit** : $Q = 0.0624 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - **Longueur** : $L = 560 \text{ m}$.
 - **La hauteur géométrique** : $H_g = \text{CTP (SR4)} - \text{CR (SR3)} = 575.5 - 424 = 151.5 \text{ m}$
- En utilisant les formules (V-1) et (V-2), on trouve :

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.250 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.375 \text{ m}$$

On choisit la fonte ductile comme matériau et les diamètres normalisés sont : 200, 250 et 300 mm avec une pression nominale de 40 Bars (PN40), et 350 et 400 mm avec une pression nominale de 30 Bars (PN30).

- **Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-15) ci-après :

Tableau (V-15): Calcul de la Hmt du tronçon SR3-SR4

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H _g (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0.2	0.0624	1.98728	397455.414	560	0.01923393	151.5	12.4664	163.9664
0.25	0.0624	1.27186	317964.331	560	0.01868588	151.5	3.9686	155.4686
0.3	0.0624	0.88323	264970.276	560	0.0183768	151.5	1.5685	153.0685
0.35	0.0624	0.64891	227117.379	560	0.01822233	151.5	0.7196	152.2196
0.4	0.0624	0.49682	198727.707	560	0.01816522	151.5	0.3679	151.8679

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-16) ci- après :

Tableau (V-16) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR3-SR4

D _{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P _a (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
0.2	0.0624	163.9664	133.8292	976952.797	4562369.56	3800	560	188966.4
0.25	0.0624	155.4686	126.8932	926320.679	4325917.57	5750	560	285936
0.3	0.0624	153.0685	124.9343	912020.349	4259135.03	6500	560	323232
0.35	0.0624	152.2196	124.2414	906962.295	4235513.92	8750	560	435120
0.4	0.0624	151.8679	123.9544	904866.99	4225728.84	11000	560	547008

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-17) ci- après :

Tableau (V-17) : Calcul du bilan du tronçon SR3-SR4

D_{ext} (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
0.2	4562369.56	188966.4	4751335.96
0.25	4325917.57	285936	4611853.57
0.3	4259135.03	323232	4582367.03
0.35	4235513.92	435120	4670633.92
0.4	4225728.84	547008	4772736.84

D'après les résultats du tableau (V-17), on trouve que le diamètre économique est celui de 300 mm avec un bilan minimal de 4582367.03 DA et une vitesse de 0.88323 m/s.

V.8.6 Tronçon SR4 « Thanouthine » - SR5 « Thaberthot »

- **Caractéristiques du tronçon**

- **Débit** : $Q = 0.0578 \text{ m}^3/\text{s}$.
- **Longueur** : $L = 566 \text{ m}$.
- **La hauteur géométrique** : $H_g = \text{CTP (SR5)} - \text{CR (SR4)} = 772.5 - 571.5 = 201 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-1) et (V-2), on trouve :

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.242 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.364 \text{ m}$$

On choisit la fonte ductile comme matériau et les diamètres normalisés sont : 200, 250 et 300 mm avec une pression nominale de 40 Bars (PN40), et 350 et 400 mm avec une pression nominale de 30 Bars (PN30)

- **Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-18) ci-après :

Tableau (V-18) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR4-SR5

D (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H_g (m)	ΔH_t (m)	H_{mt} (m)
0.2	0.0587	1.87090	374180.467	566	0.0192852	201	11.1973	212.1973
0.25	0.0587	1.19738	299344.374	566	0.01875569	201	3.5684	204.5684
0.3	0.0587	0.83151	249453.645	566	0.01846458	201	1.4118	202.4118
0.35	0.0587	0.61091	213817.41	566	0.01832632	201	0.6483	201.6483
0.4	0.0587	0.46773	187090.234	566	0.01828411	201	0.3318	201.3318

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-19) ci- après :

Tableau (V-19) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR4-SR5

D_{ext} (m)	Q (m³/s)	H_{mt}(m)	P_a (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)	Prix du ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
0.2	0.0587	212.1973	163.0528	1190285.47	5558633.146	3800	566	190991.04
0.25	0.0587	204.5684	157.1908	1147492.519	5358790.063	5750	566	288999.6
0.3	0.0587	202.4118	155.5336	1135395.526	5302297.106	6500	566	326695.2
0.35	0.0587	201.6483	154.9470	1131112.816	5282296.85	8750	566	439782
0.4	0.0587	201.3318	154.7037	1129337.212	5274004.781	11000	566	552868.8

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-20) ci- après :

Tableau (V-20) : Calcul du bilan du tronçon SR4-SR5

D_{ext} (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
0.2	5558633.146	190991.04	5749624.186
0.25	5358790.063	288999.6	5647789.663
0.3	5302297.106	326695.2	5628992.306
0.35	5282296.85	439782	5722078.85
0.4	5274004.781	552868.8	5826873.581

D'après les résultats du tableau (V-20), on trouve que le diamètre économique est celui de 300 mm avec un bilan minimal de 5628992.306 DA et une vitesse de 0.83151 m/s.

V.8.7 Tronçon SR5 « Thaberthot » - RF « Tighermine »

- **Caractéristiques du tronçon**

- **Débit** : $Q = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$.
- **Longueur** : $L = 1220 \text{ m}$.
- **La hauteur géométrique** : $H_g = \text{CTP (RF)} - \text{CR (SR5)} = 956.9 - 768.5 = 188.4 \text{ m}$

- En utilisant les formules (V-1) et (V-2), on trouve :

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.179 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.268 \text{ m}$$

On choisit la fonte ductile comme matériau et les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 et 300 mm avec une pression nominale de 40 Bars (PN40).

- **Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (V-21) ci-après :

Tableau (V-21) : Calcul de la Hmt du tronçon SR5-RF

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H _g (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0.15	0.0320	1.80979	271467.799	1220	0.02069582	188.4	32.3150	220.7150
0.2	0.0320	1.01800	203600.8493	1220	0.01997568	188.4	7.4017	195.8017
0.25	0.0320	0.65152	162880.6794	1220	0.01966554	188.4	2.3877	190.7877
0.3	0.0320	0.45245	135733.8995	1220	0.01966554	188.4	0.9596	189.3596

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-22) ci- après :

Tableau (V-22) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR5-RF

D _{ext} (m)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	P _a (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
0.15	0.0320	220.7149977	92.2824	673661.436	3145998.9	3300	1220	357508.8
0.2	0.0320	195.8016655	81.8660	597621.514	2790892.47	3800	1220	411676.8
0.25	0.0320	190.787722	79.7696	582318.066	2719425.37	5750	1220	622932
0.3	0.0320	189.3595719	79.1725	577959.098	2699068.99	6500	1220	704184

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (V-23) ci- après :

Tableau (V-23) : Calcul du bilan du tronçon SR5-RF

D _{ext} (m)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	B _L (DA)
0.15	3145998.904	357508.8	3503507.7
0.2	2790892.47	411676.8	3202569.27
0.25	2719425.37	622932	3342357.37
0.3	2699068.989	704184	3403252.99

D'après les résultats du tableau (V-23), on trouve que le diamètre économique est celui de 200 mm avec un bilan minimal de 3202569.27 DA et une vitesse de 1.018 m/s.

En récapitulation, les diamètres calculés et le type de matériau choisi pour les différents tronçons de l'adduction étudiée, sont regroupés dans le tableau (V-24) ci-après.

Tableau (V-24) : Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée

Type d'adduction	Tronçon	Diamètre (mm)	Pression nominale (bar)	Matériau
Refoulement	Puisard- SR2(B)	160	16	PEHD
	SR2(B)- Thafazarth	125	10	PEHD
	SR1 -SR2(A)	315	16	PEHD
	SR2(A)- SR3	300	40	Fonte ductile
	SR3- SR4	300	40	Fonte ductile
	SR4- SR5	300	40	Fonte ductile
	SR5- Thigharmine	200	40	Fonte ductile
Gravitaire	P1- SR1	315	16	PEHD
	P2- Puisard	160	16	PEHD

V.9 Vérification des diamètres existants

Le travail courant consiste à faire un constat sur les diamètres des conduites existantes actuellement.

La vérification se fera en comparons les diamètres des conduites existantes avec les diamètres calculés dans ce chapitre.

Les résultats seront résumés dans le tableau (V-25) ci-dessous :

Tableau (V- 25) : Les résultats de la comparaison des diamètres des conduites.

Type d'adduction	Conduite	Q (m ³ /s)	Dcalculé (mm)	Dexistant (mm)
Refoulement	Puisard- SR2(B)	0,0188	160	125
	SR2(B)-Thafazarth	0,0094	125	110
	SR1 -SR2(A)	0,0624	315	400
	SR2(A)- SR3	0,0624	300	400
	SR3- SR4	0,0624	300	400
	SR4- SR5	0,0587	300	400
	SR5- Tighermine	0,0320	200	400
Gravitaire	P1- SR1	0,0624	315	400
	P2- Puisard	0,0188	160	125

D'après les résultats du tableau (V-25) ci-dessus, on constate qu'il y a des tronçons qui sont surdimensionnés et d'autres sont sou-dimensionnés, ajoutons à cela le vieillissement du réseau d'adduction (corrosions, fuites, éclatement des conduites, ...etc.) qu'on a déclaré déjà dans le chapitre de diagnostic physique, par conséquent le changement des conduites d'adduction est nécessaire.

V.10 Schéma de l'adduction étudiée

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

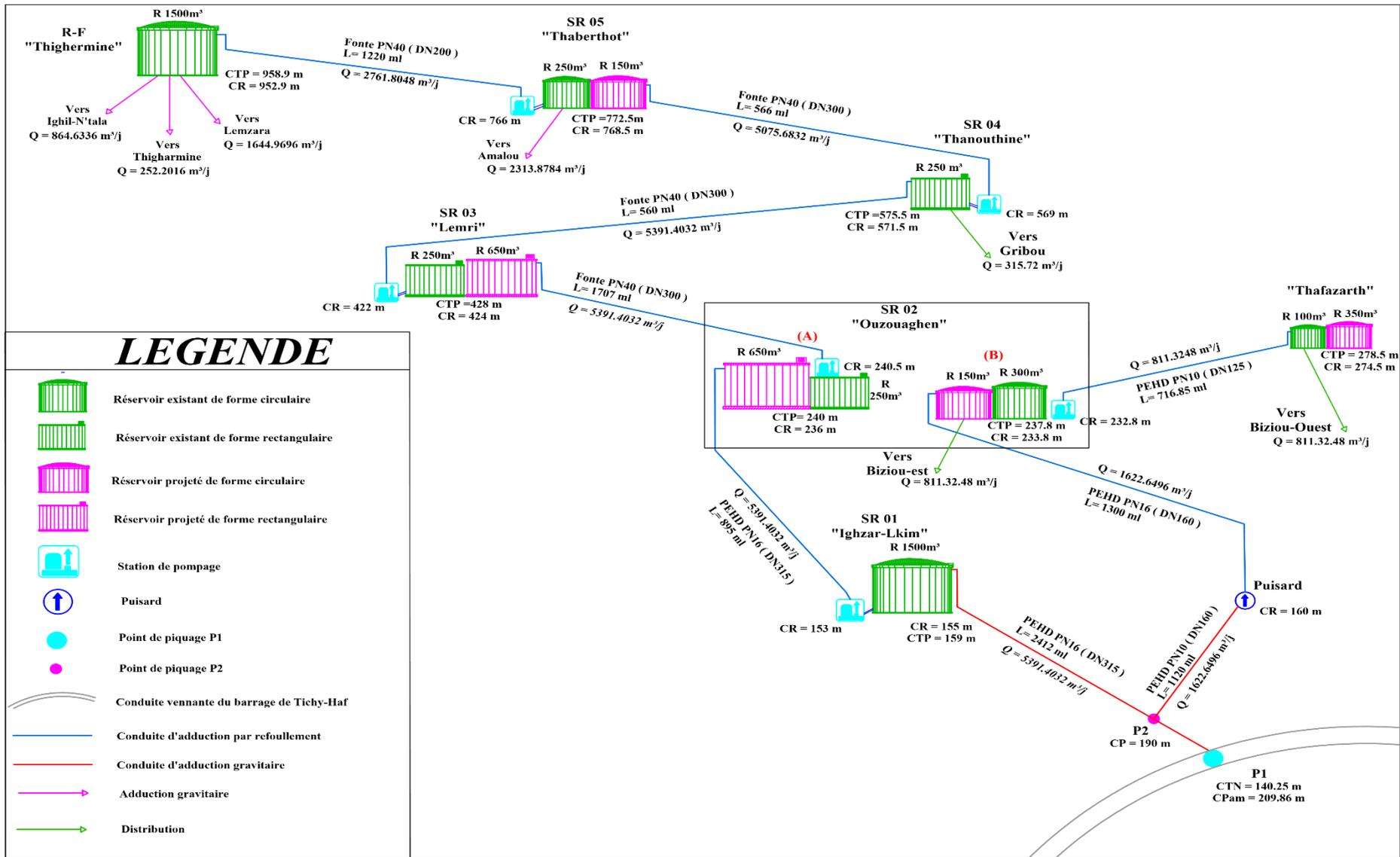


Figure (V-1): Schéma général de l'adduction étudiée

V.11 Conclusion

Dans ce chapitre, on a effectué une étude technico-économique afin de pouvoir vérifier le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), qui a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Le choix définitif des diamètres économiques a été fait sur la base d'une étude technico-économique pour assurer une vitesse acceptable avec un bilan moins coûteux. Afin de les déterminer, on a calculé quelques paramètres, à savoir : la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée et les frais d'exploitation. Ainsi, les diamètres économiques trouvés varient de 125 mm jusqu'à 315 mm, avec des vitesses acceptables variant entre 0.83151 m/s et 1.39838m/s.

Après avoir vérifié le dimensionnement des conduites d'adduction, on a constaté que les conduites existantes ne peuvent pas transporter les débits calculés pour l'horizon 2051, ajoutant à cela la corrosion et les fuites importantes enregistrées (voir diagnostic physique) ce qui nous a mené à les changé par de nouvelles conduites.

Chapitre VI

Pompes et coup de bélier

VI.1 Introduction

Après avoir réalisé la partie adduction, nous entamerons d'abord la partie étude des pompes, dans laquelle nous spécifions le choix et les caractéristiques hydrauliques de la pompe à l'aide du catalogue numérique CAPRARI afin d'aboutir à une sélection optimale adaptée à l'usage dans le présent projet, et qui permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de reprise. Par la suite, on va prévoir la protection des installations, si nécessaire, en analysant le phénomène du coup de bélier qui peut apparaître sur la chaîne d'adduction.

VI.2 Les pompes

Du point de vue physique, le fonctionnement d'une pompe consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique. Autrement dit, elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance.

VI.2.1 Choix de la pompe

Le choix du type de pompe à installer se fait de façon à [4] :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale ;
- Assurer un rendement maximum ;
- Avoir une vitesse de rotation importante ;
- Vérifier la condition de non cavitation.

Pour les stations de reprise de la zone d'étude, notre choix se portera sur des pompes centrifuges à axe horizontal multicellulaire. Pour cela, on utilisera le catalogue numérique CAPRARI. En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe permet le refoulement d'un débit important à une hauteur considérable, avec une vitesse de rotation variable.

VI.2.2 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances sont [4] :

VI.2.2.1 La courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$)

Elle exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Le point d'intersection de la courbe $H=f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

VI.2.2.2 La courbe rendement-débit ($\eta=f(Q)$)

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

VI.2.2.3 La courbe des puissances absorbées-débit ($P_a=f(Q)$)

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

Ces trois courbes sont illustrées dans la figure (VI-1) ci-dessous.

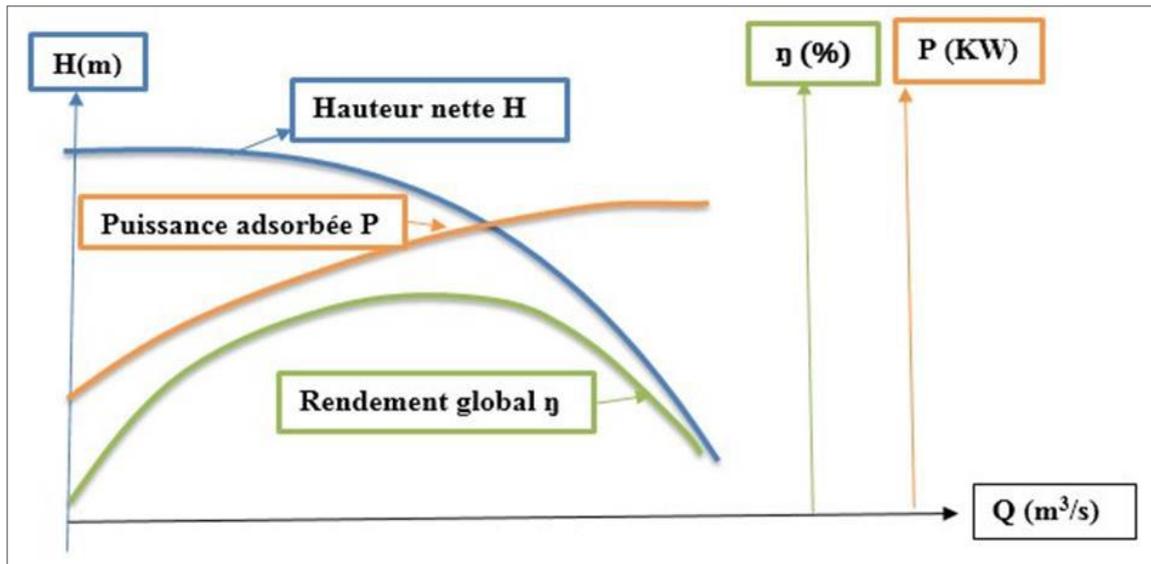


Figure (VI-1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

VI.2.3 Courbe Caractéristique d'une conduite

Elle est appelée parfois courbe caractéristique du réseau, $H_c = f(Q)$.

VI.2.4 Point de fonctionnement

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

En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications [4].

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, à savoir :

VI.2.4.1 Première variante : modification du temps de pompage

Il suffit de trouver un nouveau temps de pompage à partir de la formule suivante :

$$V_e = t_p \times Q = t_{p1} \times Q_1 \quad (\text{VI-1})$$

D'où :

$$t_{p1} = t_p \times \frac{Q}{Q_1} \quad (\text{VI-2})$$

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

V_e : Le volume d'eau entrant dans le réservoir (m³) ;

t_p : Temps de pompage (h) ;

t_{p1} : Nouveau temps de pompage (h) ;

Q : Débit désiré (m³/s) ;

Q₁ : Débit correspondant au point de fonctionnement (m³/s) ;

η : Rendement de la pompe.

VI.2.4.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement

La régulation par étouffement ou bien le vannage, consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q. La valeur des pertes de charge s'exprime par la relation suivante [4] :

$$h = H' - H \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

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

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

H : La hauteur manométrique du point désiré (m).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad (\text{VI-5})$$

VI.2.4.3 Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation mais pour la même vitesse de rotation, on aura alors [4] :

$$m = \left(\frac{Q}{Q_1}\right)^{1/2} \times \left(\frac{H}{H_1}\right)^{1/2} \quad (\text{VI-6})$$

Avec :

- **m** : Coefficient de rognage (%).

- **Le pourcentage de rognage (r)**

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

- **La puissance absorbée par la pompe**

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_1}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{VI-8})$$

VI.2.4.4 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance absorbée. On trace la courbe iso-rendement ($H = aQ^2$) qui passe par l'origine et par le point $P_1(Q_1, H_1)$ et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3(Q_3, H_3)$ [4].

- **La nouvelle vitesse de rotation est**

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{tr/min}) \quad (\text{VI-9})$$

- **La puissance absorbée par la pompe**

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{VI-10})$$

VI.2.5 Etude de la cavitation

Dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se refermer brutalement en occasionnant de bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. C'est le phénomène de cavitation, qui doit être soigneusement évité [9,10].

C'est pour cela pour éviter la cavitation dans le fonctionnement de la pompe, il faut vérifier la condition suivante [5] :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (\text{VI-11})$$

- **Pour une alimentation en charge :**

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad (\text{VI-12})$$

- **Pour une alimentation en dépression :**

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad (\text{VI-13})$$

Telle que :

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10.33 - (0.0012 \times \delta) \quad (\text{VI-14})$$

Avec :

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

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (VI-1). Dans la présente étude on prend $T = 20^\circ\text{C}$ [6].

Tableau (VI-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
T_v(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

Remarque : $\Delta H_a = 0$, puisque les pertes de charge dans la conduite d'aspiration sont négligeables.

VI.2.6 Choix du type des pompes

VI.2.6.1 La pompe 1 « Puisard - SR2(B) »

➤ Caractéristiques de la conduite

- $Q = 18.8 \text{ l/s}$
- $H_g = 77.8 \text{ m}$
- $H_{mt} = 96.6 \text{ m}$

➤ Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe immergée à axe vertical de type (P8B/3/24/6B) (Annexe (10)).

- $Q = 18.8 \text{ l/s}$
- $H = 96.6 \text{ m}$
- $P_a = 24.1 \text{ Kw}$
- $(NPSH)_r = 5.92 \text{ m}$
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 74.6 \%$

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure (VI-2) ci-après.

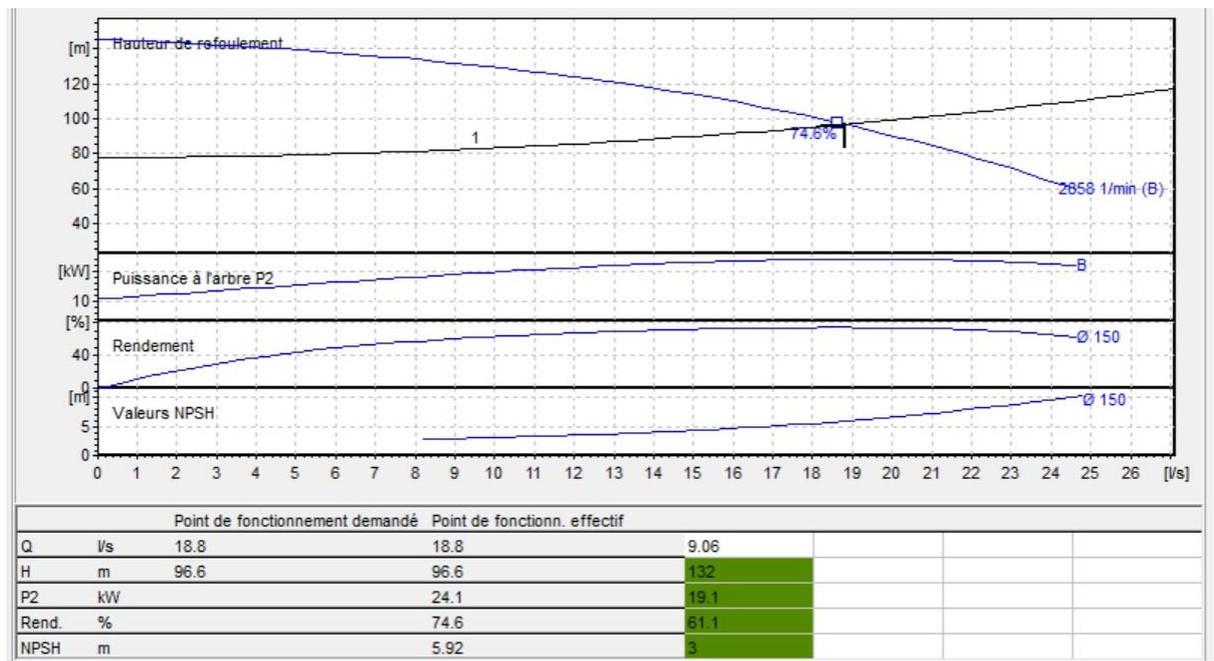


Figure (VI-2) : Les courbes caractéristiques de la pompe du puisard

D'après la figure (VI-2) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1 = 18.8$ l/s, $H_1 = 96.6$ m) correspond avec le point désiré ($Q = 18.8$ l/s, $H = 96.6$ m).

Puisque nous avons choisi une pompe immergée, il n'y aura pas de cavitation.

VI.2.6.2 La pompe 2 « SR2(B) -R (Thafazarth) »

➤ Caractéristiques de la conduite

- $Q = 9.4$ l/s
- $H_g = 44.7$ m
- $H_{mt} = 51.43$ m

➤ Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (HMU40-2/ 2A) (Annexe (11)).

- $Q = 9.4$ l/s
- $H = 51.4$ m
- $P_a = 6.9$ KW
- $(NPSH)_r = 2.52$ m
- $N = 2950$ tr/min
- $\eta = 68.1$ %

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure (VI-3) ci-après.

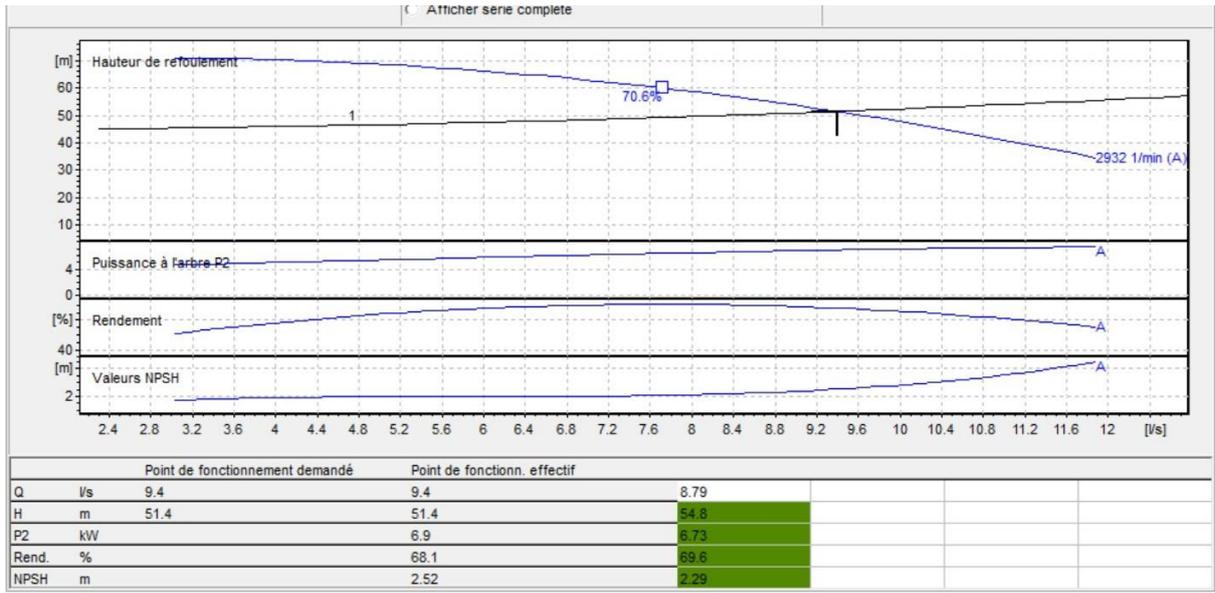


Figure (VI-3) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR2 (B)

D’après la figure (VI-3) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1=9.4$ l/s, $H_1=51.4$ m) correspond avec le point désiré ($Q=9.4$ l/s, $H=51.4$ m).

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 4$ m ;

$(NPSH)_r = 2.52$ m

En appliquant la relation (VI-12) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times (237.8) + 4 - 0.24 = 13.8046 \text{ m}$$

D’où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

VI.2.6.3 La pompe 3 « SR1- SR2(A) »

➤ **Caractéristiques de la conduite**

- $Q = 62.4$ l/s
- $H_g = 85$ m
- $H_{mt} = 89.4$ m

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (MEC-A 3/100A) (Annexe (12))

- $Q = 62.4 \text{ l/s}$
- $H = 89.4 \text{ m}$
- $P_a = 69.5 \text{ kW}$
- $(NPSH)_r = 4.94 \text{ m}$
- $N = 2950 \text{ tr/min}$
- $\eta = 79.6\%$

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure (VI-4) ci-après.

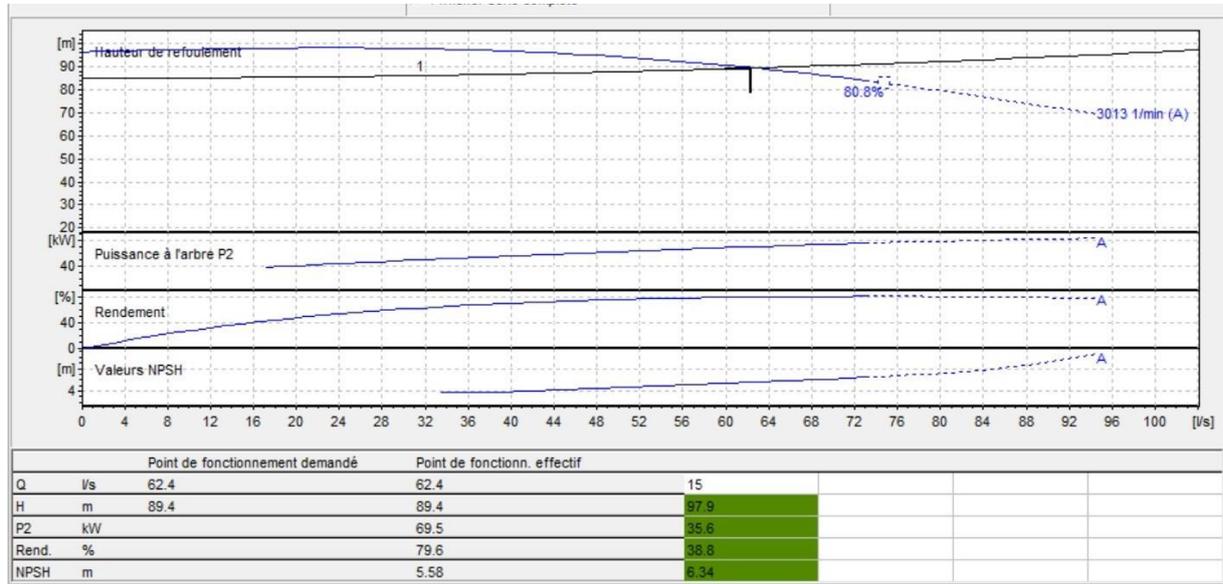


Figure (VI-4) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR1

D'après la figure (VI-4) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1 = 62.4 \text{ l/s}$, $H_1 = 89.4 \text{ m}$) correspond avec le point désiré ($Q = 62.4 \text{ l/s}$, $H = 89.4 \text{ m}$)

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 5.5 \text{ m}$;

$(NPSH)_r = 4.94 \text{ m}$

En appliquant la relation (VI-12) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times (159) + 5.5 - 0.24 = 15.3992 \text{ m}$$

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

VI.2.6.4 La pompe 4 « SR2(A) -SR3 »

➤ **Caractéristiques de la conduite**

- Q = 62.4 l/s
- $H_g = 192$ m
- Hmt = 196.78 m

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 125/ 2 A) (Annexe (13))

- Q = 62.4l/s
- H = 197 m
- $P_a = 164$ Kw
- $(NPSH)_r = 4.94$ m
- N = 2950tr/min
- $\eta = 73.7\%$

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure (VI-5) ci-après.

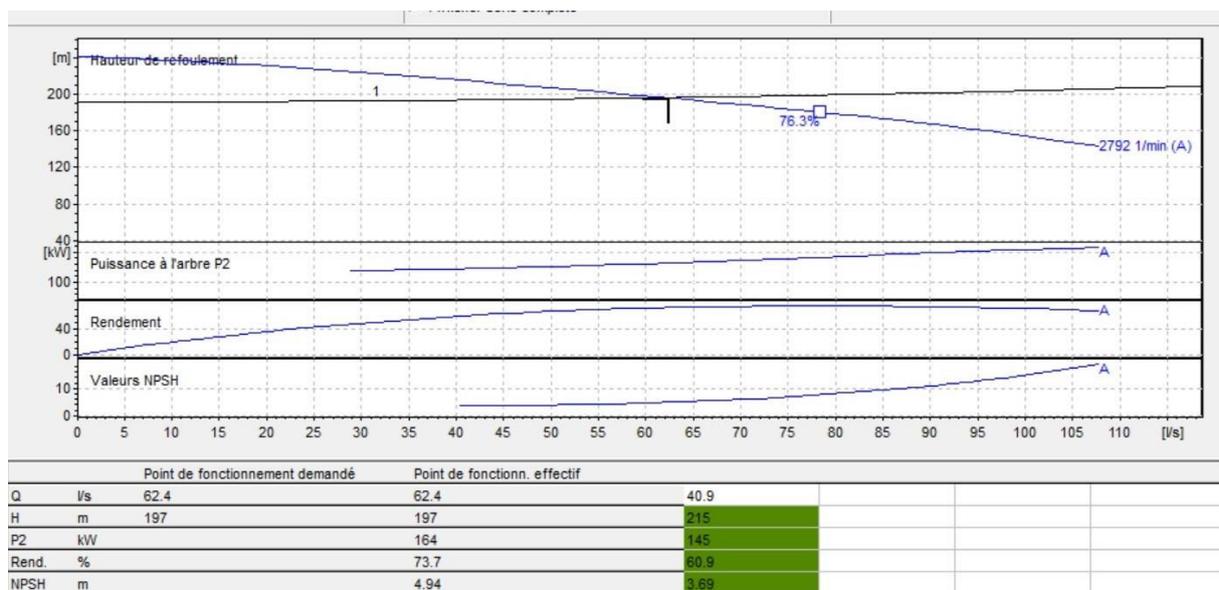


Figure (VI-5) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR2(A)

D’après la figure (VI-5) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1 = 62.4$ l/s, $H_1 = 196.78$ m) correspond avec le point désiré ($Q = 62.4$ l/s, $H = 197$ m).

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = - 4$ m ;

$(NPSH)_r = 4.94$ m

En appliquant la relation (VI-13) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times (236) - 4 - 0.24 = 5.8068 \text{ m}$$

D'où :

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

VI.2.6.5 La pompe 5 « SR3 – SR4 »

➤ **Caractéristiques de la conduite**

- Q = 62.4 l/s
- H_g = 151.5 m
- Hmt = 153.07 m

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 125/ 2 C) (Annexe (14))

- Q = 62.4 l/s
- H = 153 m
- P_a = 127 Kw
- (NPSH)_r = 4.95m
- N = 2950 tr/min
- η = 75.7%

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure (VI-6) ci-après.

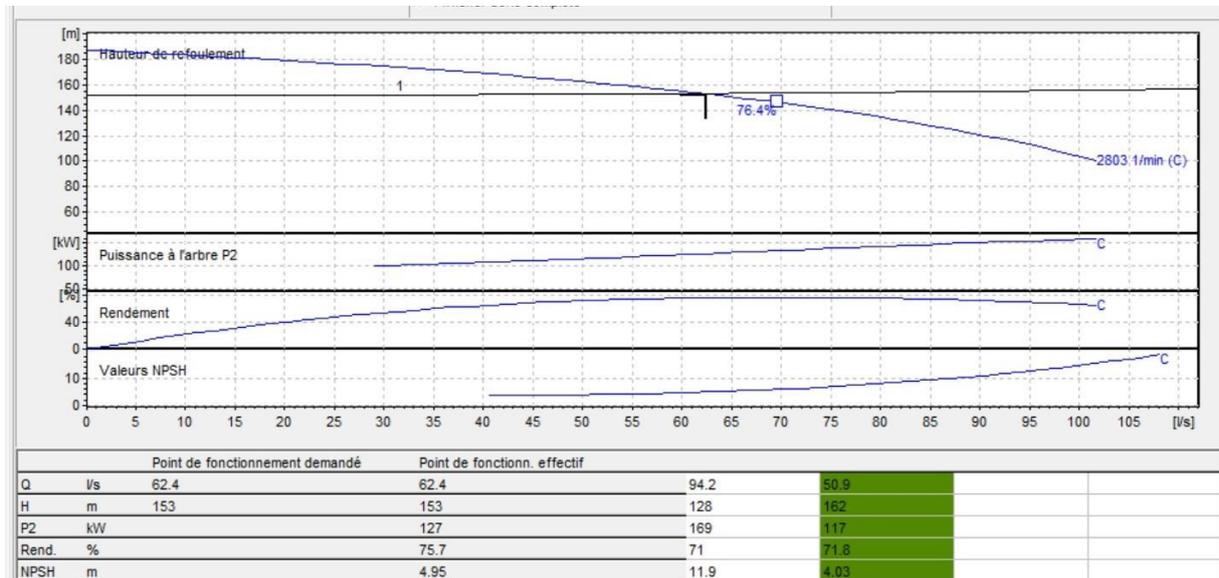


Figure (VI-6): Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR3

D'après la figure (VI-6) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (Q₁ = 62.4 l/s, H₁ = 153 m) correspond avec le point désiré (Q = 62.4 l/s, H = 153 m).

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 5.5 \text{ m}$;

$(NPSH)_r = 4.95 \text{ m}$

En appliquant la relation (VI.12) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times (428) + 5.5 - 0.24 = 15.0764 \text{ m}$$

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

VI.2.6.6 La pompe 6 « SR4 – SR5 »

➤ **Caractéristiques de la conduite**

- $Q = 58.7 \text{ l/s}$
- $H_g = 201 \text{ m}$
- $H_{mt} = 202.41 \text{ m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (HMU40-1/6E) (Annexe (15))

- $Q = 58.7 \text{ l/s}$
- $H = 202 \text{ m}$
- $P_a = 162 \text{ Kw}$
- $(NPSH)_r = 4.57 \text{ m}$
- $N = 2950 \text{ tr/min}$
- $\eta = 72.2 \%$

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure (VI-7) ci-après.

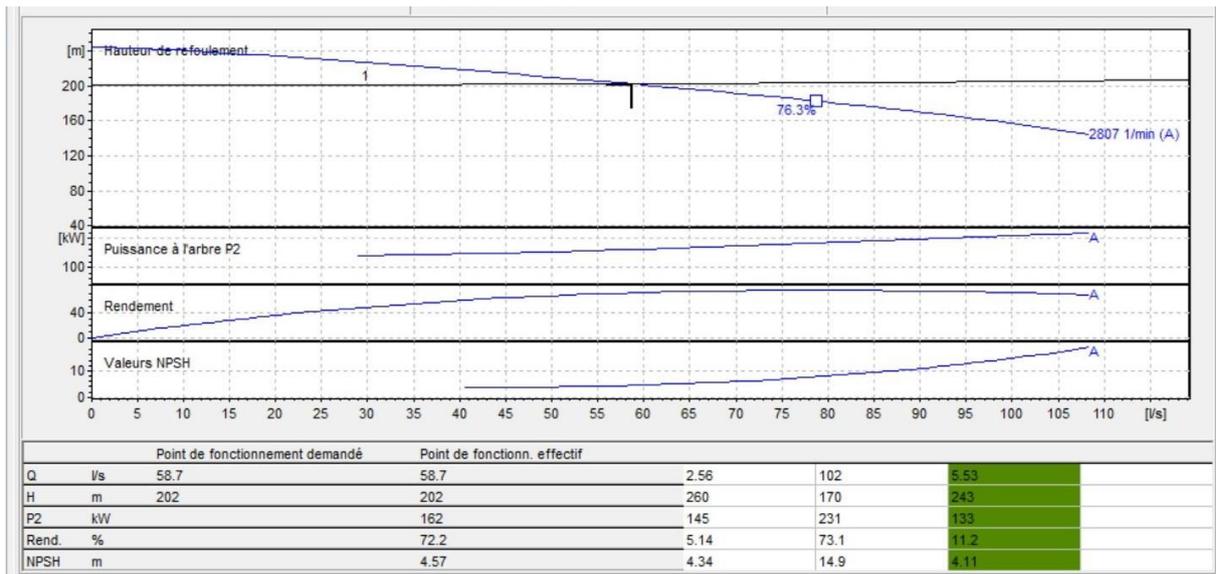


Figure (VI-7) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR4

D'après la figure (VI-7) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1 = 58.7$ l/s, $H_1 = 202.41$ m) correspond avec le point désiré ($Q = 58.7$ l/s, $H = 202$ m).

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 6$ m ;

$(NPSH)_r = 4.57$ m

En appliquant la relation (VI-12) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times (575.5) + 6 - 0.24 = 15.3994 \text{ m}$$

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

VI.2.6.7 La pompe 7 « SR5 – RF (Tighermine) »

➤ **Caractéristiques de la conduite**

- $Q = 32$ l/s
- $H_g = 188.4$ m
- $H_{mt} = 195.8$ m

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM100/ 3 B) (Annexe (16))

- | | |
|-------------------|-----------------------|
| - $Q = 32$ l/s | - $(NPSH)_r = 3.52$ m |
| - $H = 196$ m | - $N = 2950$ tr/min |
| - $P_a = 79.6$ Kw | - $\eta = 77.2$ % |

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure (VI-8) ci-après.

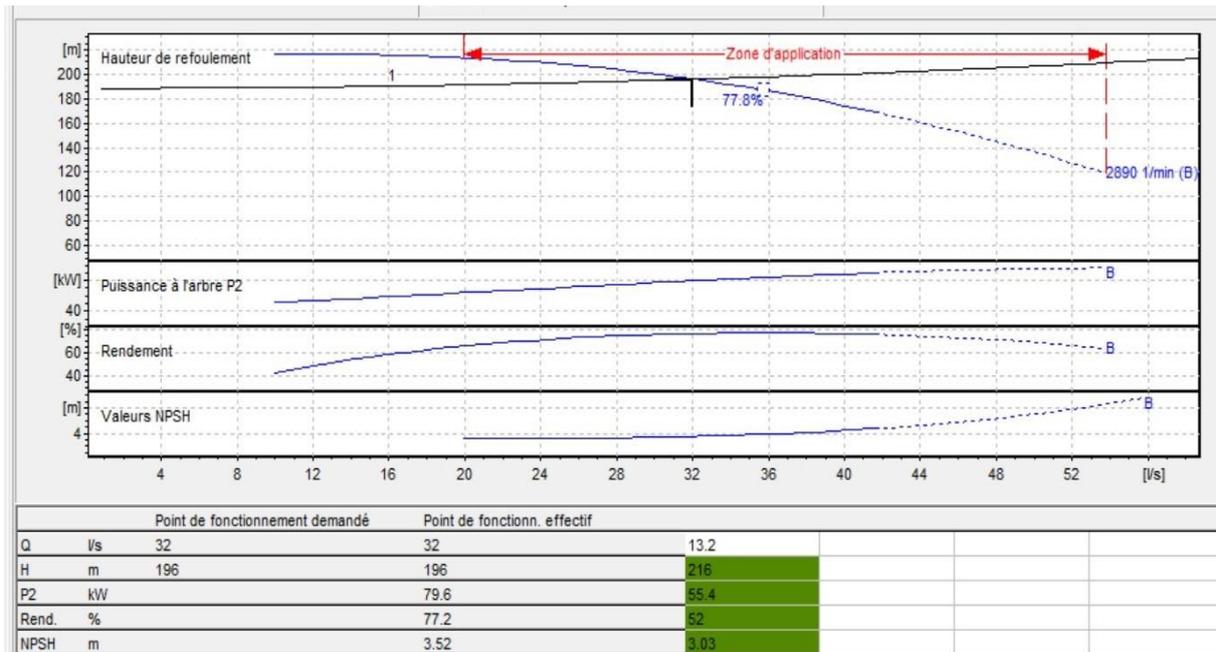


Figure (VI-8): Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR5

D’après la figure (VI-8) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1= 32$ l/s, $H_1= 196$ m) correspond avec le point désiré ($Q= 32$ l/s, $H= 196$ m).

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 6$ m ;

$(NPSH)_r = 3.52$ m

En appliquant la relation (VI-12) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times (772.5) + 6 - 0.24 = 15.163 \text{ m}$$

D’où :

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

VI.3 Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier résulte d’un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu’on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l’extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d’eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (Propagation par ondes) ; le coup de bélier est donc un phénomène "oscillatoire" [11].

VI.3.1 Causes du coup de bélier

Les principales causes sont [11] :

- Fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

VI.3.2 Conséquences du coup de bélier

Les principales conséquences sont [4] :

- Emission de bruit ;
- Usure rapide des différents matériels, voire quelquefois leur détérioration brutale ;
- Détérioration des joints par suite aux fuites au niveau des raccords ;
- Eclatement de la conduite dû à la surpression ;
- Ecrasement dû à la dépression.

VI.3.3 Moyens de protection des installations

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations [4].

Les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effet :

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

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants [11] :

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

VI.3.4 Etude du coup de bélier

Cette étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

VI.3.4.1 Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [4] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{Kc \times D_{int}}{e}}} \quad (\text{VI-16})$$

Avec :

- α : Célérité de l'onde (m/s) ;
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ($k_c=83$ pour le PEHD et $k_c=0.6$ pour la fonte) ;
- e : Epaisseur de la conduite (m).

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas :

A. Cas d'une fermeture brusque

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

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI-17})$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI-18})$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;

➤ La valeur maximale de la pression-surpression

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI-19})$$

➤ La valeur minimale de la pression-dépression

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI-21})$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI-22})$$

Où :

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

B. Cas d'une fermeture lente

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

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI-23})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD [4] :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (\text{VI-24})$$

Avec :

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

La valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture lente est moins importante que celle de la fermeture brusque. Donc dans la présente étude on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI.3.4.2 Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (VI-2) ci-dessous.

Tableau (VI-2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier dans l'adduction étudiée

Adduction	Tronçon	Caractéristiques des conduites							La pression absolue	La célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression minimale	Pression nominale de la conduite
		Nature de la conduite	K	D_{ext} (mm)	e (mm)	L (m)	V (m/s)	H_g (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_s (m)	H_d (m)	PNS (bar)
Refoulement	Puisard-SR2(B)	PEHD	83	160	14.6	1300	1.39838	77.8	87.8	351.8058	50.1486	137.9486	37.6514	16
	SR2(B)-Thafazarth	PEHD	83	125	7.4	716.85	0.98503	44.7	54.7	276.2469	27.7382	82.4382	26.9618	10
	SR1 -SR2(A)	PEHD	83	315	28.6	895	1.1961	85	95	350.7947	42.7712	137.7712	52.2288	16
	SR2(A)- SR3	Fonte ductile	0.6	300	6.2	1707	0.88323	192	202	1134.6211	102.1541	304.1541	99.8459	40
	SR3- SR4	Fonte ductile	0.6	300	6.2	560	0.88323	151.5	161.5	1134.6211	102.1541	263.6541	59.3459	40
	SR4- SR5	Fonte ductile	0.6	300	6.2	566	0.83151	201	211	1134.6211	96.1721	307.1721	114.8279	40
Gravitaire	SR5-Thigharmine	Fonte ductile	0.6	200	5.4	1220	1.018	188.4	198.4	1189.0468	123.3894	321.7894	75.0106	40
	P1- SR1	PEHD	83	315	22.7	2412	1.19605	54.86	64.86	307.8661	37.5355	102.3955	27.3245	16
	P2- Puisard	PEHD	83	160	9.5	1120	1.20338	30	40	276.6924	33.9415	73.9415	6.0585	10

VI.4 Conclusion

Dans ce chapitre, l'utilisation du catalogue numérique CAPRARI nous a permis de déterminer le type de pompe à adopter pour les stations de reprise et le puisard. Ainsi, le choix s'est porté sur des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal pour les stations de reprises, et sur une pompe immergée à axe vertical pour le puisard. En plus, nous avons également vérifié la condition de non cavitation des pompes adoptées.

D'autre part, l'étude du phénomène du coup de bélier a montré que les valeurs des dépressions et des surpressions pour les conduites de refoulement et gravitaires sont très acceptables et ne dépassent pas la pression nominale.

Chapitre VII
Distribution

VII.1 Introduction

Le réseau de distribution représente la phase finale du projet d'alimentation en eau potable, il est constitué par une série de conduites desservant les différents consommateurs, le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression.

Dans ce chapitre, on va dimensionner le réseau de distribution en eau potable de Biziou Ouest en exploitant le logiciel EPANET.

VII.2 Classification des réseaux de distribution :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution suivants [4] :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux combinés.

VII.2.1 Réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Elles présentent l'avantage d'être économiques mais elles manquent de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales (Annexe (17)).

VII.2.2 Réseau maillé

Il permet, au contraire, une alimentation en retour, donc d'obvier à l'inconvénient signalé dans le réseau ramifié. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates (Annexe (18)).

VII.2.3 Réseau étagé

Avec ce type de réseau il est possible de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée aux environs de 40 mètres d'eau. Ce type de réseau est utilisé lorsque la distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). Pour cela, une installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier régularise la pression dans le réseau (Annexe (19)).

VII.2.4 Réseau combiné

Il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de réseau est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues de mailles utilisées dans le centre-ville (Annexe (20)).

VII.3 Choix du type des matériaux

Dans la présente étude nous avons opté pour les conduites en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité) (Annexe (21)), on doit tenir compte les paramètres suivants :

- Le diamètre ;
- La pression du service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix ;
- La durée de vie du matériau ;
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

VII.4 Description du réseau de distribution :

Dans le présent cas, on choisit de faire la distribution pour une zone rurale (Biziou Ouest) avec un débit maximum journalier de $17.945 \text{ m}^3/\text{j}$. Cette distribution se fait par le réservoir Thafazarth dont la cote radier est 274.5 m avec une capacité de 100 m^3 . L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de 9919,638 m.

Le tracé du réseau sur Autocad est illustré dans la figure (VII-1) ci-après .



Figure (VII-1) : Tracé du réseau sur Autocad avant la simulation (Biziou-Ouest)

VII.5 Exigences du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que [4] :

- La pression soit supérieure à 1 bar ;
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 à 7 bars (60 à 70 mce). Ceci provoquera des désordres. A l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression ;
- Les vitesses doivent être entre 0.5 et 1.5 m/s ;
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

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

- ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- ✓ On détermine le débit spécifique ensuite les débits en route ;
- ✓ Ayant les débits en route : on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

VII.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution

VII.6.1 Débit de pointe

Le débit de pointe correspond au débit horaire le plus élevé de la journée, c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_{max.h} \times \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (VII-1)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe horaire (débit maximum journalier) (m^3/h).
- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).
- $K_{max.h}$: Coefficient de pointe horaire.

On suppose que les consommations sont concentrées aux nœuds.

D'après le recensement effectué par les services d'APC pour l'actualisation de la population 2021, la population de la localité de Biziou Ouest représente 50% de celle de Biziou total, donc :

$$Q_{p.Biziou-Ouest} = 50\% \times Q_{p.Biziou}$$

On a d'après les calculs estimés dans le 2^{ème} chapitre, le débit de pointe horaire ou bien le débit maximum journalier de Biziou est de **129,203 m³/h**, donc :

$$Q_{p.Biziou-Ouest} = 0,5 \times 129,203 = 64,6015 \text{ m}^3/h = 17,945 \text{ l/s}$$

VII.6.2 Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII-2})$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique (l/s. m) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

VII.6.3 Débit de route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (\text{VII-3})$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i - j).

VII.6.4 Débit au nœud

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud, alimentant la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés. Ils sont donnés par la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{VII-4})$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$: La somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_c$: La somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

VII.6.5 Calcul de la pression

La détermination de la pression de service en un nœud quelconque, est obtenue à partir de la cote piézométrique de ce nœud diminué de sa cote du terrain naturel. Elle se calcule comme suit :

$$P_{aval} = CP_{aval} - CTN_{aval} \quad (VII-5)$$

Avec :

- P_{aval} : Pression au sol du nœud aval (m) ;
- CP_{aval} : Cote piézométrique du nœud aval (m) ;
- CTN_{aval} : Cote du terrain naturel du nœud aval (m).

La cote piézométrique d'un nœud se détermine par la relation suivante :

$$CP_{aval} = CP_{amont} - \Delta Ht \quad (VII-6)$$

Avec :

- CP_{aval} : Cote piézométrique du nœud aval (m) ;
- CP_{amont} : Cote piézométrique du nœud amont (m) ;
- ΔHt : Pertes de charge totales (m).

VII.7 Calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits sont représentés dans le tableau (VII-1) ci-après.

Tableau (VII-1) : Débits en route et les débits aux nœuds de Biziou-Ouest

Tronçon	Nœud Initial	Nœud Final	Longueur (ml)	Q_s (l/s.m)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
R-B0	RES	B0	192.48	0.00181	0.3482	1.5392
B0-B1	B0	B1	171.62	0.00181	0.3105	0.3123
B1-B2	B1	B2	173.7	0.00181	0.3142	0.3766
B2-B4	B2	B4	126.5	0.00181	0.2288	0.4540
B4-B6	B4	B6	166.6	0.00181	0.3014	0.3114
B6-B7	B6	B7	179.7	0.00181	0.3251	0.3233
B7-B8	B7	B8	177.7	0.00181	0.3215	0.3337
B9-B10	B9	B10	209.5	0.00181	0.3790	0.3752
B10-B11	B10	B11	205.3	0.00181	0.3714	0.2504
B11-B13	B11	B13	34.67	0.00181	0.0627	0.1220
B13-B15	B13	B15	33.42	0.00181	0.0605	0.1422
B15-B17	B15	B17	75.04	0.00181	0.1357	0.2626
B17-B19	B17	B19	141	0.00181	0.2551	0.2182
B19-B30	B19	B30	88.1	0.00181	0.1594	0.2298

Tableau (VII-1): Débits en route et les débits aux nœuds de Biziou-Ouest (suite)

B30-B31	B30	B31	166	0.00181	0.3003	0.2757
B31-B48	B31	B48	53.85	0.00181	0.0974	0.3007
B48-B50	B48	B50	104.6	0.00181	0.1892	0.2844
B50-B57	B50	B57	124.4	0.00181	0.2250	0.2693
B57-B58	B57	B58	173.3	0.00181	0.3135	0.3533
B58-B66	B58	B66	123.8	0.00181	0.2240	0.3539
B66-B71	B66	B71	193	0.00181	0.3491	0.2755
B75-B79	B75	B79	84.06	0.00181	0.1521	0.2111
B79-B80	B79	B80	149.3	0.00181	0.2701	0.2303
B80-B81	B80	B81	105.3	0.00181	0.1905	0.3430
B81-B83	B81	B83	160.8	0.00181	0.2909	0.2780
B83-B84	B83	B84	146.6	0.00181	0.2652	0.1326
B4-B5	B4	B5	208.8	0.00181	0.3777	0.1889
B2-B3	B2	B3	116.2	0.00181	0.2102	0.1051
B31-B32	B31	B32	84.91	0.00181	0.1536	0.2637
B32-B34	B32	B34	129.8	0.00181	0.2348	0.3017
B34-B36	B34	B36	139.01	0.00181	0.2515	0.1257
B40-B42	B40	B42	7.418	0.00181	0.0134	0.3027
B42-B44	B42	B44	154.4	0.00181	0.2793	0.3644
B44-B46	B44	B46	149.5	0.00181	0.2704	0.2889
B46-B47	B46	B47	169.9	0.00181	0.3074	0.1537
B44-B45	B44	B45	99.02	0.00181	0.1791	0.0896
B40-B41	B40	B41	198.2	0.00181	0.3585	0.1793
B42-B43	B42	B43	172.8	0.00181	0.3126	0.1563
B32-B33	B32	B33	76.85	0.00181	0.1390	0.0695
B48-B49	B48	B49	174	0.00181	0.3148	0.1574
B50-B51	B50	B51	85.41	0.00181	0.1545	0.1541
B51-B53	B51	B53	21.14	0.00181	0.0382	0.1561
B53-B54	B53	B54	54.87	0.00181	0.0993	0.0496
B51-B52	B51	B52	63.82	0.00181	0.1155	0.0577
B58-B59	B58	B59	93.53	0.00181	0.1692	0.2572
B59-B63	B59	B63	48.47	0.00181	0.0877	0.3442
B63-B65	B63	B65	198.1	0.00181	0.3584	0.1792
B59-B60	B59	B60	142.4	0.00181	0.2576	0.1288
B67-B68	B67	B68	54.19	0.00181	0.0980	0.0490
B67-B70	B67	B70	172.3	0.00181	0.3117	0.1558
B71-B72	B71	B72	58.5	0.00181	0.1058	0.1764
B81-B82	B81	B82	113.1	0.00181	0.2046	0.1023
B13-B14	B13	B14	66.81	0.00181	0.1209	0.0604

Tableau (VII-1) : Débits en route et les débits aux nœuds de Biziou-Ouest (suite et fin)

B15-B16	B15	B16	48.72	0.00181	0.0881	0.0441
B11-B12	B11	B12	36.89	0.00181	0.0667	0.0334
B17-B18	B17	B18	74.23	0.00181	0.1343	0.0671
B34-B35	B34	B35	64.72	0.00181	0.1171	0.0585
B19-B20	B19	B20	12.11	0.00181	0.0219	0.0625
B20-B22	B20	B22	16.81	0.00181	0.0304	0.0710
B22-B24	B22	B24	20.07	0.00181	0.0363	0.1521
B24-B26	B24	B26	102.5	0.00181	0.1854	0.1857
B20-B21	B20	B21	40.19	0.00181	0.0727	0.0364
B24-B25	B24	B25	45.6	0.00181	0.0825	0.0412
B26-B27	B26	B27	102.8	0.00181	0.1860	0.2307
B63-B64	B63	B64	134	0.00181	0.2424	0.1212
B27-B28	B27	B28	152.2	0.00181	0.2753	0.3017
B28-B29	B28	B29	181.3	0.00181	0.3280	0.1640
B53-B55	B53	B55	96.55	0.00181	0.1747	0.0873
B67-B69	B67	B69	202.1	0.00181	0.3656	0.1828
B72-B73	B72	B73	136.5	0.00181	0.2469	0.1235
B66-B67	B66	B67	74.45	0.00181	0.1347	0.4550
B71-B75	B71	B75	53.13	0.00181	0.0961	0.2512
B75-B76	B75	B76	140.52	0.00181	0.2542	0.1271
B22-B23	B22	B23	41.64	0.00181	0.0753	0.0377
B0-B74	B0	B74	1337.62	0.00181	2.4198	1.3959
B8'-B9	B8'	B9	191.2	0.00181	0.3459	0.3624

VII.8 Modalisation et simulation du réseau

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

VII.8.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes [12].

VII.8.2 Etapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [12] :

- Tracé du réseau ;
- Saisie des propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.8.3 Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds, les arcs représentent des tuyaux. Des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs et baches [12].

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau.

VII.8.3.1 Au niveau des nœuds

Les données sont :

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

VII.8.3.2 Au niveau des arcs

Les données sont :

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

VII.8.3.3 Au niveau des réservoirs

Les données sont :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre.

VII.9 Simulation du réseau

Afin de déterminer les débits du tronçon qui sont automatiquement calculés par EPANET, on fait introduire quelques données en fixant un diamètre par défaut de 200 mm et on lance la simulation.

Après la première simulation, on tire les débits obtenus moyennant le logiciel EPANET pour chaque tronçon afin de calculer les diamètres correspondants, Pour ce, on fixe une vitesse idéale de 1m/s et on calcul les diamètres suivant la formule $Q=V \times S$.

Pour ce projet le choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite, la deuxième simulation peut être lancée dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s -1.5m/s) pour chaque conduite et aussi les pressions aux différents nœuds qui ne dépassent pas 60 à 70 mce.

Les résultats de la simulation sans réducteur de pression sont présentés dans la figure (VII-2) ci-après.

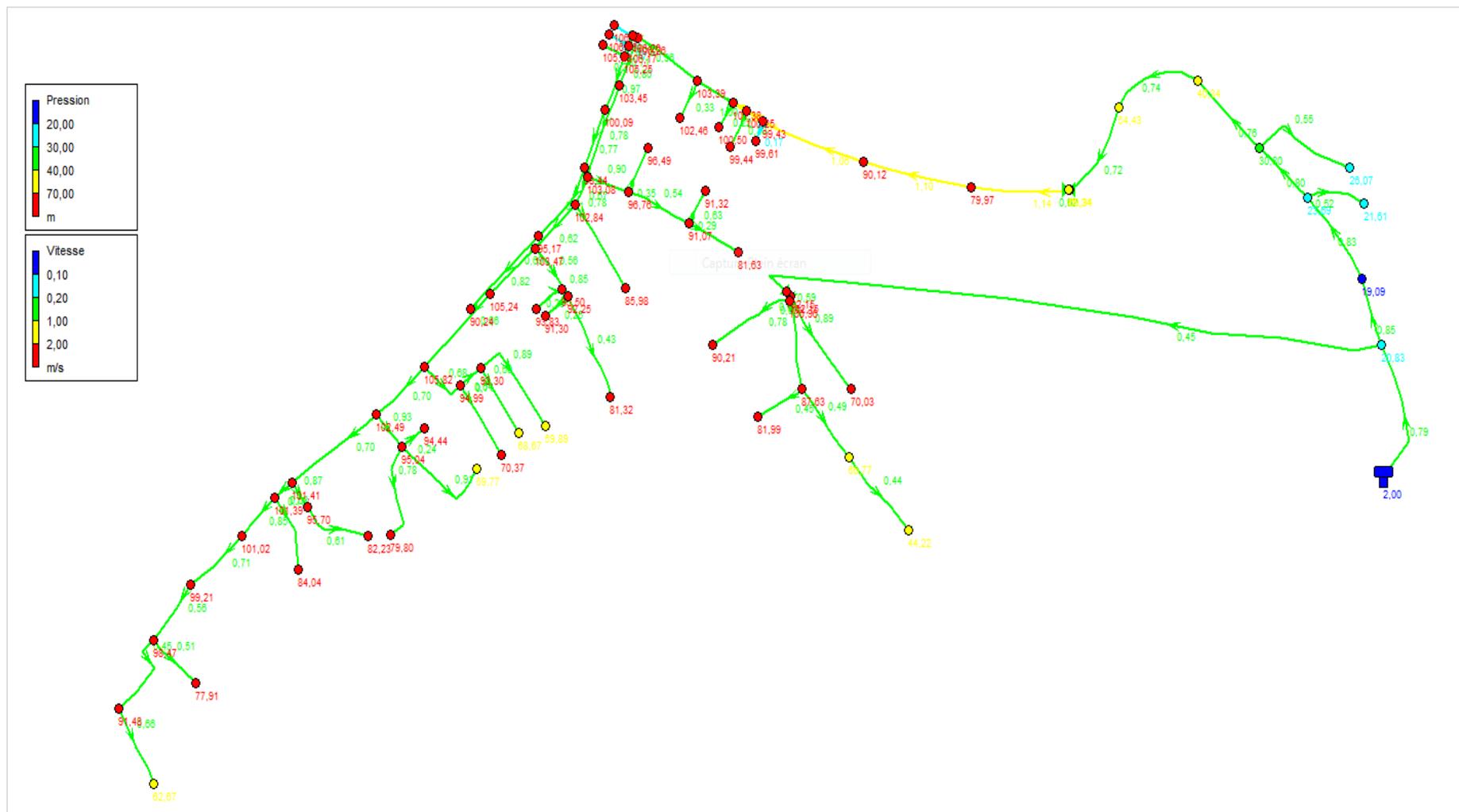


Figure (VII- 2) : Résultats de la simulation sans réducteurs de pression (Bizou-Ouest)

Les résultats de simulation des tronçons sans réducteurs de pression sont regroupés dans le tableau (VII-2) ci-après.

Tableau (VII-2) : Etat des conduites du réseau sans réducteurs de pression

Tronçon	Longueur (ml)	Diamètre intérieure (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)	Pert.charge Total (m)
R-B0	192.48	176.2	19.16	0.79	3.29	0.633
B0-B1	171.62	141	13.3	0.85	4.95	0.850
B1-B2	173.7	141	12.99	0.83	4.74	0.823
B2-B4	126.5	141	12.5	0.8	4.42	0.559
B4-B6	166.6	141	11.86	0.76	4.01	0.668
B6-B7	179.7	141	11.55	0.74	3.81	0.685
B7-B8	177.7	141	11.23	0.72	3.62	0.643
B9-B10	209.5	110.2	10.53	1.1	10.67	2.235
B10-B11	205.3	110.2	10.16	1.06	9.98	2.049
B11-B13	34.67	110.2	9.87	1.04	9.47	0.328
B13-B15	33.42	110.2	9.69	1.02	9.15	0.306
B15-B17	75.04	110.2	9.5	1	8.83	0.663
B17-B19	141	110.2	9.17	0.96	8.27	1.166
B19-B30	88.1	110.2	7.67	0.8	5.94	0.523
B30-B31	166	110.2	7.44	0.78	5.61	0.931
B31-B48	53.85	110.2	6.35	0.67	4.18	0.225
B48-B50	104.6	110.2	5.89	0.62	3.64	0.381
B50-B57	124.4	96.8	5.1	0.69	5.24	0.652
B57-B58	173.3	96.8	4.83	0.66	4.74	0.821
B58-B66	123.8	79.2	3.45	0.7	6.74	0.834
B66-B71	193	63.8	2.25	0.7	8.78	1.695
B75-B79	84.06	44	1.3	0.85	19.33	1.625
B79-B80	149.3	44	1.09	0.71	13.91	2.077
B80-B81	105.3	44	0.86	0.56	8.95	0.942
B81-B83	160.8	34	0.41	0.55	8.06	1.296
B83-B84	146.6	16	0.13	0.66	39.07	5.728
B4-B5	208.8	21	0.19	0.55	20	4.176
B2-B3	116.2	16	0.11	0.52	25.41	2.953
B31-B32	84.91	34	0.82	0.9	28.97	2.460
B32-B34	129.8	34	0.49	0.54	11.01	1.429
B34-B36	139.01	16	0.13	0.63	35.41	4.922
B40-B42	7.418	44	1.36	0.89	20.97	0.156
B42-B44	154.4	44	0.9	0.59	9.75	1.505

Tableau (VII-2) : Etat des conduites du réseau sans réducteurs de pression (suite)

B44-B46	149.5	34	0.44	0.55	9.26	1.384
B46-B47	169.9	21	0.15	0.54	13.65	2.319
B44-B45	99.02	16	0.09	0.53	18.89	1.870
B40-B41	198.2	16	0.18	0.89	68.3	13.537
B42-B43	172.8	16	0.16	0.78	52.98	9.155
B32-B33	76.85	16	0.07	0.5	11.81	0.908
B48-B49	174	16	0.16	0.78	53.66	9.337
B50-B51	85.41	34	0.5	0.56	11.82	1.010
B51-B53	21.14	21	0.29	0.85	45.12	0.954
B53-B54	54.87	16	0.05	0.48	6.33	0.347
B51-B52	63.82	16	0.06	0.49	8.37	0.534
B58-B59	93.53	44	1.03	0.68	12.62	1.180
B59-B63	48.47	34	0.64	0.71	18.59	0.901
B63-B65	198.1	16	0.18	0.89	68.24	13.518
B59-B60	142.4	16	0.13	0.64	37.02	5.272
B67-B68	54.19	16	0.05	0.49	6.19	0.335
B67-B70	172.3	16	0.16	0.78	52.7	9.080
B71-B72	58.5	21	0.3	0.87	47.08	2.754
B81-B82	113.1	16	0.1	0.51	24.17	2.734
B13-B14	66.81	16	0.06	0.48	9.12	0.609
B15-B16	48.72	16	0.04	0.5	5.08	0.247
B11-B12	36.89	16	0.03	0.48	3.03	0.112
B17-B18	74.23	16	0.07	0.49	11.08	0.822
B34-B35	64.72	16	0.06	0.5	8.59	0.556
B19-B20	12.11	55.4	1.28	0.53	6.16	0.075
B20-B22	16.81	44	1.18	0.78	16.32	0.274
B22-B24	20.07	44	1.08	0.71	13.66	0.274
B24-B26	102.5	34	0.88	0.97	33.22	3.405
B20-B21	40.19	16	0.04	0.48	3.56	0.143
B24-B25	45.6	16	0.04	0.49	4.49	0.205
B26-B27	102.8	34	0.7	0.77	21.44	2.204
B63-B64	134	16	0.12	0.6	33.08	4.433
B27-B28	152.2	34	0.47	0.51	10.18	1.549
B28-B29	181.3	16	0.16	0.82	57.91	10.499
B53-B55	96.55	16	0.09	0.5	18.03	1.741
B67-B69	202.1	16	0.18	0.91	70.81	14.311
B72-B73	136.5	16	0.12	0.61	34.23	4.672
B66-B67	74.45	34	0.84	0.93	30.53	2.273

Tableau (VII-2) : Etat des conduites du réseau sans réducteurs de pression (suite et fin)

B71-B75	53.13	55.4	1.68	0.7	10.11	0.537
B75-B76	140.52	16	0.13	0.63	36.12	5.076
B22-B23	41.64	16	0.04	0.52	3.8	0.158
B0-B74	1337.62	110.2	4.33	0.55	2.06	2.755
B8'-B9	191.2	110.2	10.89	1.14	11.36	2.172

Les résultats de simulation des nœuds sans réducteurs de pression sont regroupés le tableau (VII-3) ci-après.

Tableau (VII-3) : Etat des nœuds du réseau sans réducteurs de pression

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud B0	253.04	1.54	20.83
Noeud B1	253.93	0.31	19.09
Noeud B2	248.5	0.38	23.69
Noeud B4	240.84	0.45	30.8
Noeud B6	230.63	0.31	40.34
Noeud B7	215.85	0.32	54.43
Noeud B8	200.3	0.33	69.34
Noeud B9	187.5	0.36	79.97
Noeud B10	175.11	0.38	90.12
Noeud B11	163.75	0.25	99.43
Noeud B13	162.6	0.12	100.25
Noeud B15	161.17	0.14	101.38
Noeud B17	158.5	0.26	103.39
Noeud B19	154.46	0.22	106.26
Noeud B30	156.75	0.23	103.45
Noeud B31	156.18	0.28	103.08
Noeud B48	156.2	0.3	102.84
Noeud B50	155.19	0.28	103.47
Noeud B57	152.77	0.27	105.24
Noeud B58	151.37	0.35	105.82
Noeud B66	153.86	0.35	102.49
Noeud B71	153.25	0.28	101.41
Noeud B75	152.73	0.25	101.39
Noeud B79	151.47	0.21	101.02
Noeud B80	151.21	0.23	99.21
Noeud B81	151	0.34	98.47
Noeud B83	156.7	0.28	91.48
Noeud B84	179.78	0.13	62.67

Tableau (VII-3) : Etat des nœuds du réseau sans réducteurs de pression (suite)

Noeud B5	241.39	0.19	26.07
Noeud B3	247.63	0.11	21.61
Noeud B32	160.05	0.26	96.76
Noeud B34	164.31	0.3	91.07
Noeud B36	168.82	0.13	81.63
Noeud B40	168.97	1.4	102.15
Noeud B42	170	0.3	100.96
Noeud B44	181.83	0.36	87.63
Noeud B46	201.3	0.29	66.77
Noeud B47	221.53	0.15	44.22
Noeud B45	185.6	0.09	81.99
Noeud B41	187.55	0.18	70.03
Noeud B43	171.6	0.16	90.21
Noeud B33	159.41	0.07	96.49
Noeud B49	163.72	0.16	85.98
Noeud B51	162.15	0.15	95.5
Noeud B53	164.45	0.16	92.25
Noeud B54	165.05	0.05	91.3
Noeud B52	163.29	0.06	93.83
Noeud B59	161.01	0.26	94.99
Noeud B63	161.8	0.34	93.3
Noeud B65	181.7	0.18	59.89
Noeud B60	180.36	0.13	70.37
Noeud B67	159.04	0.46	95.04
Noeud B68	159.3	0.05	94.44
Noeud B70	165.2	0.16	79.8
Noeud B72	156.2	0.18	95.7
Noeud B82	168.83	0.1	77.91
Noeud B14	162.8	0.06	99.44
Noeud B16	161.8	0.04	100.5
Noeud B12	163.46	0.03	99.61
Noeud B18	158.6	0.07	102.46
Noeud B35	163.5	0.06	91.32
Noeud B20	154.45	0.06	106.2
Noeud B22	154.2	0.07	106.17
Noeud B24	154.85	0.15	105.25
Noeud B26	156.6	0.19	100.09
Noeud B21	153.8	0.04	106.7
Noeud B23	153.75	0.04	106.46
Noeud B25	154.23	0.04	105.66
Noeud B27	156.05	0.23	98.44

Tableau (VII-3) : Etat des nœuds du réseau sans réducteurs de pression (suite et fin)

Noeud B64	182	0.12	68.67
Noeud B28	157.77	0.3	95.17
Noeud B29	152.2	0.16	90.24
Noeud B76	165	0.13	84.04
Noeud B55	173.63	0.09	81.32
Noeud B69	180	0.18	59.77
Noeud B73	165	0.12	82.23
Noeud B8'	200.3	0	69.34
Noeud B74	168.97	1.4	102.15

Remarque :

Après l'analyse des résultats de la simulation, on a observé que les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, mais les pressions aux nœuds dépassent la limite de 70 m pour plusieurs nœuds qui sont mentionnées en rouge dans le tableau (VII-3) et dans la figure (VII-2). Ce qui peut provoquer de nombreux problèmes au niveau des installations et des conduites.

Pour protéger le réseau contre les surpressions. Nous avons opté pour l'utilisation des réducteurs de pression au niveau des tronçons B8-B8' et B74-B40 car c'est la solution la plus adéquate pour le présent cas qui est représenté dans la figure (VII-3).

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

Le principe de fonctionnement d'un régulateur de pression est le suivant [12] :

- Si la pression avale dépasse la consigne. Le pilote se ferme et fait fermer la vanne de base. Au contraire. Si la pression avale 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'hydrostatique s'ouvre complètement et n'introduit qu'une perte de charge minimale dans le réseau. Le diamètre des appareils de régulation doit être déterminé en fonction des conditions de débit et de pression aux bornes de l'appareil.

Les résultats de la simulation avec les réducteurs de pression sont représentés dans la figure (VII-3) ci-dessous.

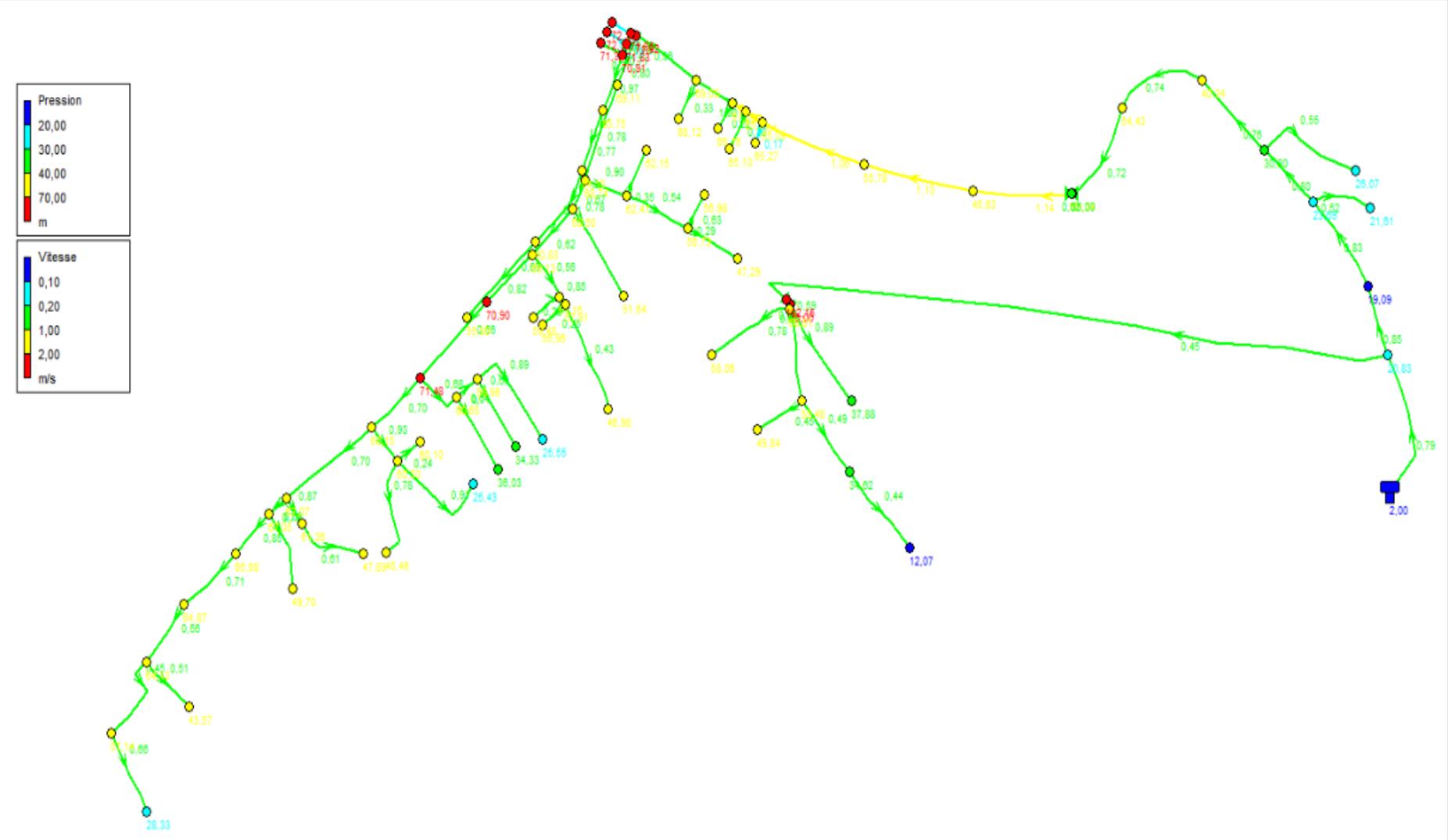


Figure (VII- 3): Résultat de la simulation avec régulateur de pression (Biziou-Ouest)

Les résultats de simulation après emplacement des régulateurs de pression sont présentés dans le tableau (VII-4) ci-dessous :

Tableau (VII-4) : Etat des nœuds du réseau avec réducteurs de pression

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud B0	253,04	1,539	273,87	20,83
Noeud B1	253,93	0,312	273,02	19,09
Noeud B2	248,5	0,377	272,19	23,69
Noeud B4	240,84	0,454	271,64	30,8
Noeud B6	230,63	0,311	270,97	40,34
Noeud B7	215,85	0,323	270,28	54,43
Noeud B8	200,3	0,334	269,64	69,34
Noeud B9	187,5	0,362	233,13	45,63
Noeud B10	175,11	0,375	230,89	55,78
Noeud B11	163,75	0,250	228,84	65,09
Noeud B13	162,6	0,122	228,51	65,91
Noeud B15	161,17	0,142	228,21	67,04
Noeud B17	158,5	0,263	227,55	69,05
Noeud B19	154,46	0,218	226,38	71,92
Noeud B30	156,75	0,230	225,86	69,11
Noeud B31	156,18	0,276	224,92	68,74
Noeud B48	156,2	0,301	224,7	68,5
Noeud B50	155,19	0,284	224,32	69,13
Noeud B57	152,77	0,269	223,67	70,9
Noeud B58	151,37	0,353	222,85	71,48
Noeud B66	153,86	0,354	222,01	68,15
Noeud B71	153,25	0,276	220,32	67,07
Noeud B75	152,73	0,251	219,78	67,05
Noeud B79	151,47	0,211	218,15	66,68
Noeud B80	151,21	0,230	216,08	64,87
Noeud B81	151	0,343	215,13	64,13
Noeud B83	156,7	0,278	213,84	57,14
Noeud B84	179,78	0,133	208,11	28,33
Noeud B5	241,39	0,189	267,46	26,07
Noeud B3	247,63	0,105	269,24	21,61
Noeud B32	160,05	0,264	222,46	62,41
Noeud B34	164,31	0,302	221,04	56,73
Noeud B36	168,82	0,126	216,11	47,29
Noeud B40	168,97	1,396	238,97	70
Noeud B42	170	0,303	238,81	68,81
Noeud B44	181,83	0,364	237,31	55,48

Tableau (VII-4) : Etat des nœuds du réseau avec réducteurs de pression (suite et fin)

Noeud B46	201,3	0,289	235,92	34,62
Noeud B47	221,53	0,154	233,6	12,07
Noeud B45	185,6	0,090	235,44	49,84
Noeud B41	187,55	0,179	225,43	37,88
Noeud B43	171,6	0,156	229,66	58,06
Noeud B33	159,41	0,070	221,56	62,15
Noeud B49	163,72	0,157	215,36	51,64
Noeud B51	162,15	0,154	223,31	61,16
Noeud B53	164,45	0,156	222,36	57,91
Noeud B54	165,05	0,050	222,01	56,96
Noeud B52	163,29	0,058	222,77	59,48
Noeud B59	161,01	0,257	221,66	60,65
Noeud B63	161,8	0,344	220,76	58,96
Noeud B65	181,7	0,179	207,25	25,55
Noeud B60	180,36	0,129	216,39	36,03
Noeud B67	159,04	0,455	219,74	60,7
Noeud B68	159,3	0,049	219,4	60,1
Noeud B70	165,2	0,156	210,66	45,46
Noeud B72	156,2	0,176	217,56	61,36
Noeud B82	168,83	0,102	212,4	43,57
Noeud B14	162,8	0,060	227,9	65,1
Noeud B16	161,8	0,044	227,96	66,16
Noeud B12	163,46	0,033	228,73	65,27
Noeud B18	158,6	0,067	226,72	68,12
Noeud B35	163,5	0,059	220,48	56,98
Noeud B20	154,45	0,063	226,3	71,85
Noeud B22	154,2	0,071	226,03	71,83
Noeud B24	154,85	0,152	225,76	70,91
Noeud B26	156,6	0,186	222,35	65,75
Noeud B21	153,8	0,036	226,16	72,36
Noeud B23	153,75	0,038	225,87	72,12
Noeud B25	154,23	0,041	225,55	71,32
Noeud B27	156,05	0,231	220,15	64,1
Noeud B64	182	0,121	216,33	34,33
Noeud B28	157,77	0,302	218,6	60,83
Noeud B29	152,2	0,164	208,1	55,9
Noeud B76	165	0,127	214,7	49,7
Noeud B55	173,63	0,087	220,61	46,98
Noeud B69	180	0,183	205,43	25,43
Noeud B73	165	0,123	212,89	47,89
Noeud B8'	200,3	0,000	235,3	35
Noeud B74	168,97	1,396	271,12	102,15

Remarque :

Après simulation on remarque la diminution de la pression aux nœuds après l'installation des réducteurs de pression.

VII.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution de Biziou Ouest qui est du type ramifié avec un linéaire de 9919.638 m. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et les diamètres a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation, on a constaté une forte pression au niveau des nœuds. Pour cela on a opté pour l'installation de deux (02) réducteurs de pression dans certains tronçons. Ces derniers ont permis la réduction de la pression aux nœuds aval. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) avec des diamètres intérieurs compris entre 16 mm et 176.2 mm.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Pour atteindre l'objectif assigné dans le présent projet d'alimentation en eau potable, et grâce aux plusieurs visites de terrain effectuées, nous avons présenté en premier lieu un aperçu général sur les problèmes dont souffre le système d'alimentation par lequel est assuré l'approvisionnement de la commune Amalou (Wilaya de Bejaia).

Le diagnostic physique que nous avons réalisé nous a permis d'élaborer un plan pour la réhabilitation de la chaîne étudiée. Il s'agit essentiellement d'une opération de remplacement et de réparation si possible de quelques équipements hydrauliques défectueux, pour mettre fin aux pertes hors normes, et des travaux de génie civil pour une protection des infrastructures.

Après avoir estimé les différents besoins en eau actuels et futurs, on constate que les ressources en eau disponibles sont largement satisfaisantes, où on enregistre une consommation de 7014.0528 m³/j à l'horizon 2051 alors que la quantité d'eau fournie par le piquage de la conduite venant du barrage Tichy-Haf est de 7776 m³/j (quota de 90 l/s).

A l'issue des présentes études, il ressort ce qui suit :

- Nous avons procédé à la vérification des capacités des ouvrages de stockages existants, cette dernière a montré la nécessité de projeter des baches à eau pour les stations de reprises SR2(B) et SR5 avec une capacité de 150 m³ pour chacune, et de 650 m³ pour chacune des stations de reprises SR2(A) et SR3 ; et aussi l'obligation de construire un nouveau réservoir d'un volume de stockage de 350 m³ pour la distribution de Biziou-Ouest au lieu de l'existant (Thafazarth).
- Pour l'adduction, on a proposé d'adopter de nouvelles canalisations avec des nouveaux diamètres pour mettre fin aux fuites et de véhiculer le débit nécessaire à une alimentation optimale. La chaîne d'adduction est composée de sept tronçons à écoulement par refoulement de diamètre allant de 125 mm jusqu'à 315 mm et de deux autres à écoulement gravitaire de diamètre de 160 mm et 315 mm, que nous avons accompagné de vannes à papillon pour augmenter les pertes d'énergie en eau. Le choix du matériau s'est porté sur le PEHD et la fonte ductile.
- En ce qui concerne l'amortissement de pompage, nous avons doté toutes les stations et même le puisard de nouvelles pompes adaptées aux nouveaux débits nécessaires. Ces dernières ont des performances considérables sélectionnées à l'aide du catalogue numérique CAPRARI, qui nous a permis de déterminer le type des pompes à adopter pour chaque station de reprise.
- La vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. Et D'après les résultats, la chaîne d'adduction ne présente aucun risque, donc il n'est pas nécessaire de prévoir un anti-bélier.
- L'état et les caractéristiques de l'ensemble des conduites de distribution nous incitent à procéder au changement de la structure des conduites de distribution, autrement dit proposer carrément un réseau neuf qui viendra palier aux insuffisances de l'actuel.

- Le dimensionnement du réseau de distribution du Biziou-Ouest a été effectué avec le logiciel EPANET pour ajuster le réseau aux conditions de fonctionnement adéquates.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Données recueillies (PDAU et RGPH) auprès des services d'APC d'Amalou, l'ADE, et la subdivision d'hydraulique de la commune de Seddouk, Wilaya de Bejaia.
- [2] Données recueillies (Situation hydraulique actuelle et plans sur Autocad de la zone d'étude) auprès du Bureau d'Etudes Hydrotechniques et Environnement N. DEHDOUH, Wilaya de Bejaia.
- [3] **Kennouche, S., Zemouri, F. (2013).** Alimentation en eau potable de la commune d'Amalou à partir du barrage Tichy-Haf (Wilaya de Bejaia). Etude de l'adduction. Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 137 pages.
- [4] **Dupont, A. (1979).** Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 484 pages.
- [5] **Mesrane, L., Eldjouzi, H. (2020).** Alimentation en eau potable du village Tala Bouzrou à partir de la nouvelle chaine flanc nord Telatha, commune de Makouda, wilaya de Tizi Ouzou. Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 89 pages.
- [6] **Abbas, M., Bakouche, H. (2019).** Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda, Wilaya de Bejaia. Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 115 pages.
- [7] **Catalogue STPM Chiali.** Catalogue technique de PEHD.
- [8] **Carlier, M. (1980).** Hydraulique générale et appliquée. *Edition Eyrolles*, Paris, 588 pages.
- [9] **Bonin, J. (1977).** Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. *Edition Eyrolles*, 228 pages.

- [10] **Idir, S. (2015).** Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la région d'Ait Sidi-Ali commune de Barbacha (Wilaya de Bejaia). Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 100 pages.
- [11] **Berreksi, A. (2015).** Hydraulique 3, Polycopié de cours. *L3 Hydraulique, Option Hydraulique Urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 55pages.
<https://elearning.univ-bejaia.dz/pluginfile.php/206256/modresource/content/1/BERREKSI%20-%20COURS%20-%20HYDRAULIQUE%203%20-%20L3%20HU.pdf>
- [12] **Rossman, L.A. (2003).** EPANET 2.0, Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression. Manuel de l'Utilisateur, 222 pages.

Annexes

Annexes

Annexe (1) : Chambre de vanne du réservoir de la SRI d'Ighzar-Lkim



Annexe (2) : Chambre de vanne du réservoir de la SR2(A) d'Ouzouaghen



Annexe (3) : Chambre de vanne du réservoir de la SR4 de Thanouthine



Annexe (4) : Chambre de vanne du réservoir de la SR5 de Thaberthot

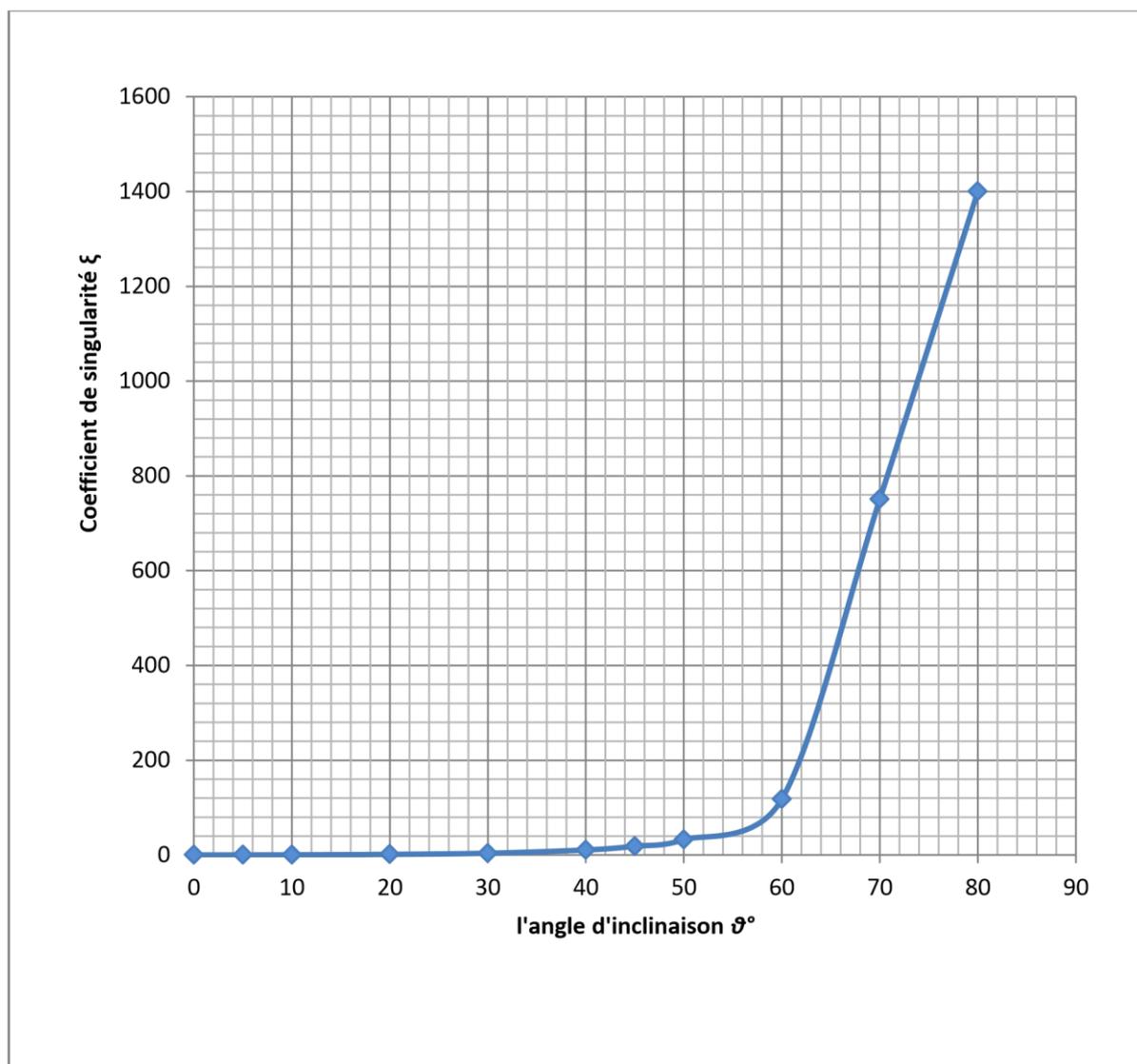


Annexe (5) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variations maximales horaires de la consommation ($K_{\max,h}$)											
	1.20	1.250	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0-1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4-5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6-7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7-8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8-9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9-10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10-11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (6) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Annexe (7) : Diamètres, épaisseurs et prix des conduites en PEHD PN10

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	40.15
25	2.0	51.23
32	2.0	64.47
40	2.4	97.69
50	3.0	150.53
63	3.8	238.48
75	4.5	338.61
90	5.4	446.80
110	6.6	665.64
125	7.4	843.99
160	9.5	1382.45
200	11.9	2162.92
250	14.8	3357.81
315	18.7	5057.83
400	23.7	8115.39
500	29.7	12616.15
630	37.4	19980.32

Annexe (8) : Diamètres, épaisseurs et prix des conduites en PEHD PN16

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

Annexe (9) : Diamètres, épaisseurs et prix des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Pression nominale (bar)	Prix unitaire (DA)
100	4.8	40	2800
125	4.8		3000
150	5		3300
200	5.4		3800
250	5.8		5750
300	6.2		6500
350	7.8	30	8750
400	7.8		11000
450	7.8		15300
500	7.8		19600
600	7.8		20300
700	7.8	25	42000

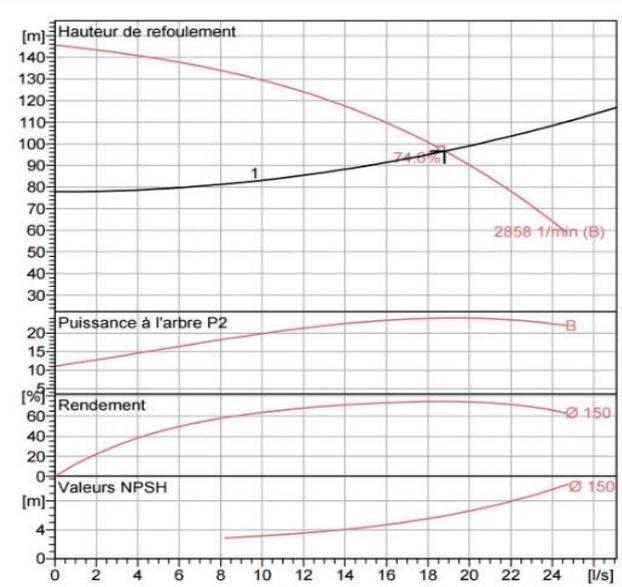
Annexe (10) : Courbe caractéristique de la pompe du puisard



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

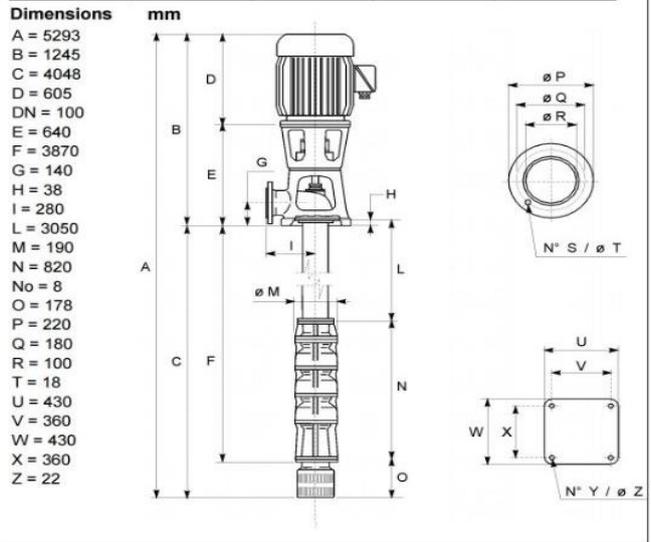
P8B/3/24/6B	
Caractéristiques requises	
Débit	18.8 l/s
Hauteur de refoulement	96.6 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	18.8 l/s
Hauteur de refoulement	96.6 m
Puissance absorbée	24.1 kW
Rendement	74.6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	146 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	338 kg

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



Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

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



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
15.09.2021	2		1.1

Annexe (11) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise SR2(B)

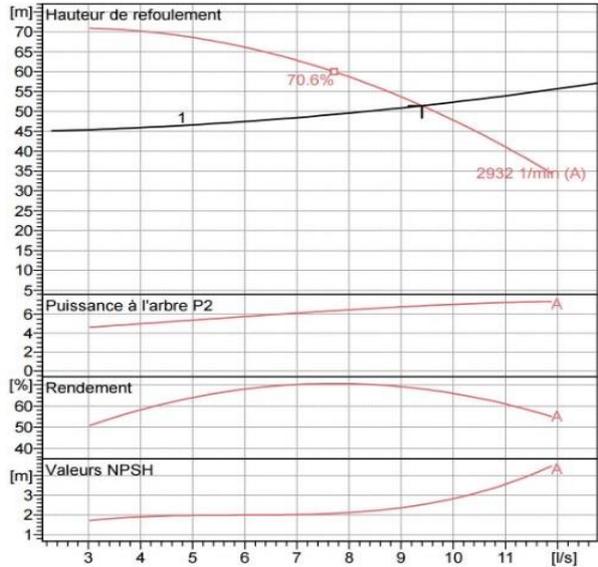


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU40-2/ 2A	
Caractéristiques requises	
Débit	9.4 l/s
Hauteur de refoulement	51.4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	9.4 l/s
Hauteur de refoulement	51.4 m
Puissance absorbée	6.9 kW
Rendement	68.1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	68 m
Orif. de refoulement	40 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	7.5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	137 kg

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

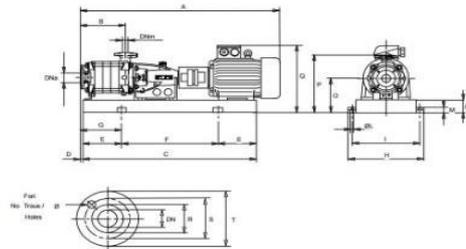


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
8.79	54.8	6.73	69.6	2.29

Dimensions mm

- A = 1058
- B = 198
- C = 726
- D = 247
- E = 150
- F = 426
- G = 397
- H = 380
- I = 340
- L = 16
- M = 38
- N = 80
- O = 240
- P = 415
- Q = 440



Notes:

Date 16.09.2021	Page 2	Offre n°	Pos.N° 1.1
---------------------------	------------------	----------	----------------------

Annexe (I2) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise SRI

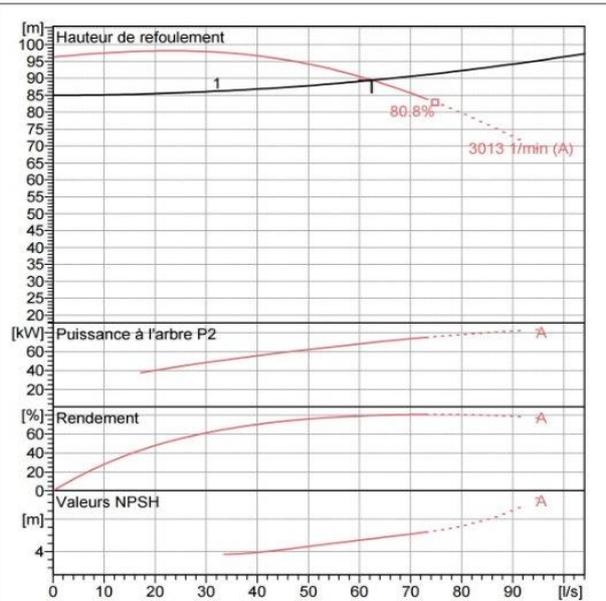


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

MEC-A 3/100A	
Caractéristiques requises	
Débit	62.4 l/s
Hauteur de refoulement	89.4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	62.4 l/s
Hauteur de refoulement	89.4 m
Puissance absorbée	69.5 kW
Rendement	79.6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	96.3 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	778 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Arbre	Acier traité
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

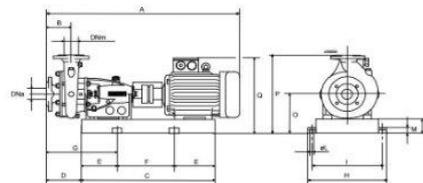


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

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

Dimensions mm

- A = 1677
- B = 150
- C = 1299
- D = 202
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 200
- F = 899
- G = 402
- H = 680
- I = 630
- L = 20
- M = 42
- N = 140
- O = 420
- P = 720
- Q = 910



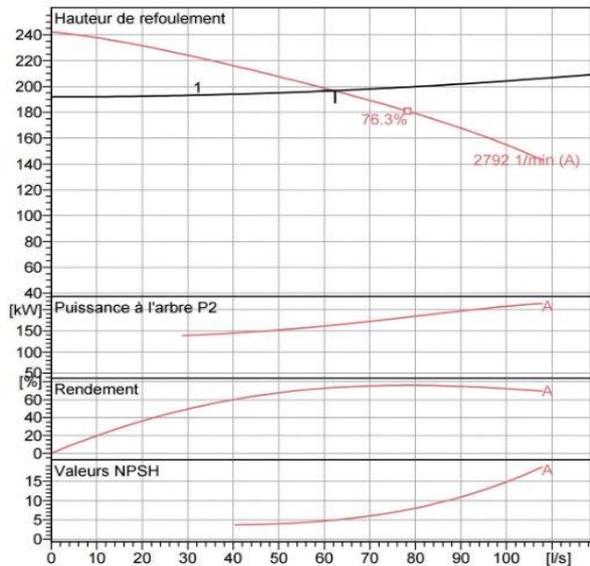
Notes:			
Date 15.09.2021	Page 2	Offre n°	Pos.N° 1.1

Annexe (I3) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise SR2(A)



PM 125/ 2 A	
Caractéristiques requises	
Débit	62.4 l/s
Hauteur de refoulement	197 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	62.4 l/s
Hauteur de refoulement	197 m
Puissance absorbée	164 kW
Rendement	73.7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	242 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
Caractéristiques générales	
Poids	2020 kg

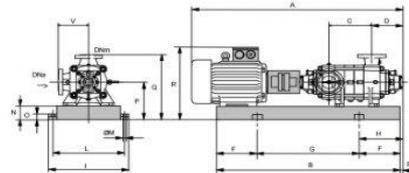
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

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

- Dimensions mm**
- A = 2512
 - B = 1980
 - C = 245
 - D = 337
 - DNa = 150
 - DNm = 125
 - E = 181
 - F = 350
 - G = 1280
 - H = 531
 - I = 870
 - L = 820
 - M = 22
 - N = 180
 - O = 50
 - P = 535
 - Q = 855
 - R = 1080
 - V = 320



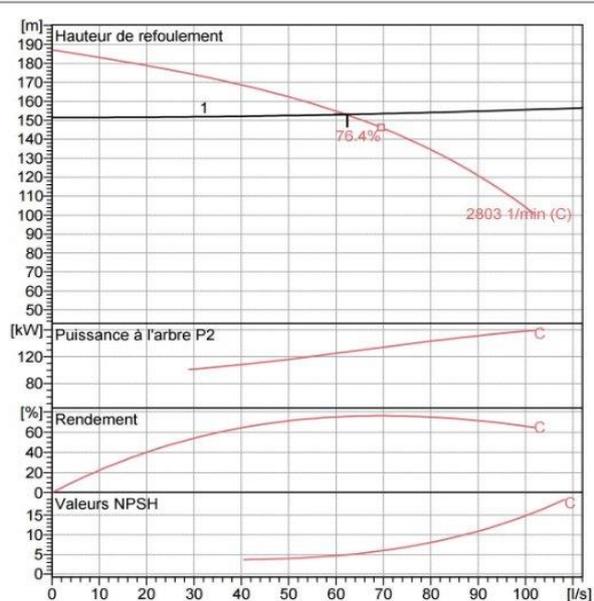
Notes:			
Date 15.09.2021	Page 2	Offre n°	Pos.N° 1.1

Annexe (14) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise SR3



COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 2 C	
Caractéristiques requises	
Débit	62.4 l/s
Hauteur de refoulement	153 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	62.4 l/s
Hauteur de refoulement	153 m
Puissance absorbée	127 kW
Rendement	75.7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	187 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	160 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1410 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

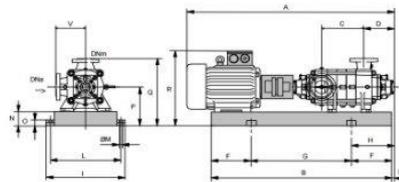


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

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

Dimensions mm

- A = 2198
- B = 1730
- C = 245
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 181
- F = 300
- G = 1130
- H = 481
- I = 760
- L = 710
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 475
- Q = 795
- R = 941
- V = 320



Notes:

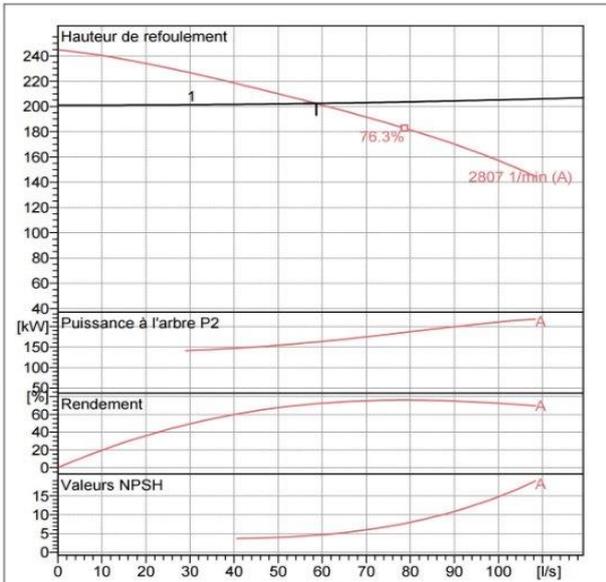
Date 15.09.2021	Page 2	Offre n°	Pos.N° 1.1
--------------------	-----------	----------	---------------

Annexe (15) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise SR4



PM 125/ 2 A	
Caractéristiques requises	
Débit	58.7 l/s
Hauteur de refoulement	202 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	58.7 l/s
Hauteur de refoulement	202 m
Puissance absorbée	162 kW
Rendement	72.2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	245 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	2020 kg

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

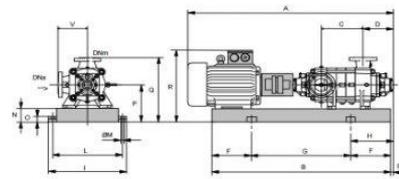


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
17.7	236	137	32.5	3.94

Dimensions mm

- A = 2512
- B = 1980
- C = 245
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 181
- F = 350
- G = 1280
- H = 531
- I = 870
- L = 820
- M = 22
- N = 180
- O = 50
- P = 535
- Q = 855
- R = 1080
- V = 320



Notes:

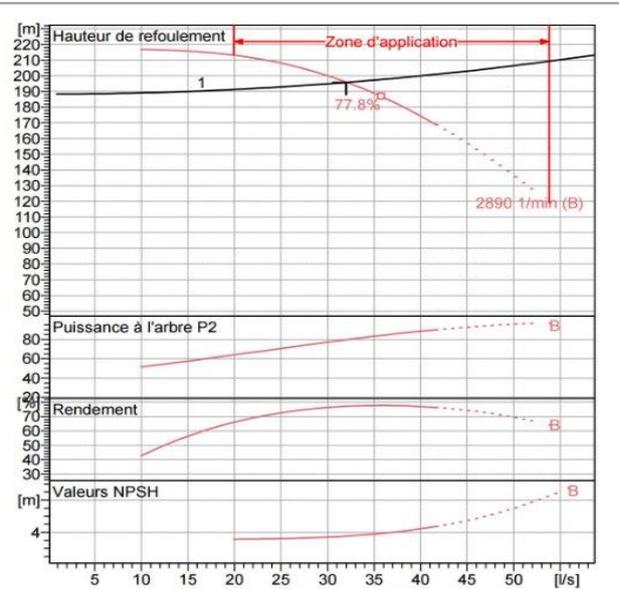
Date 15.09.2021	Page 2	Offre n°	Pos.N° 1.1
--------------------	-----------	----------	---------------

Annexe (16) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise SR5



PM 100/ 3 B	
Caractéristiques requises	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	196 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	196 m
Puissance absorbée	79.6 kW
Rendement	77.2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	218 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	862 kg

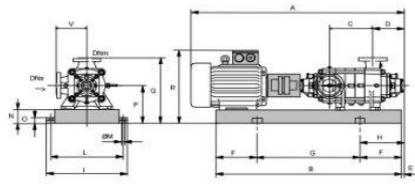
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

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

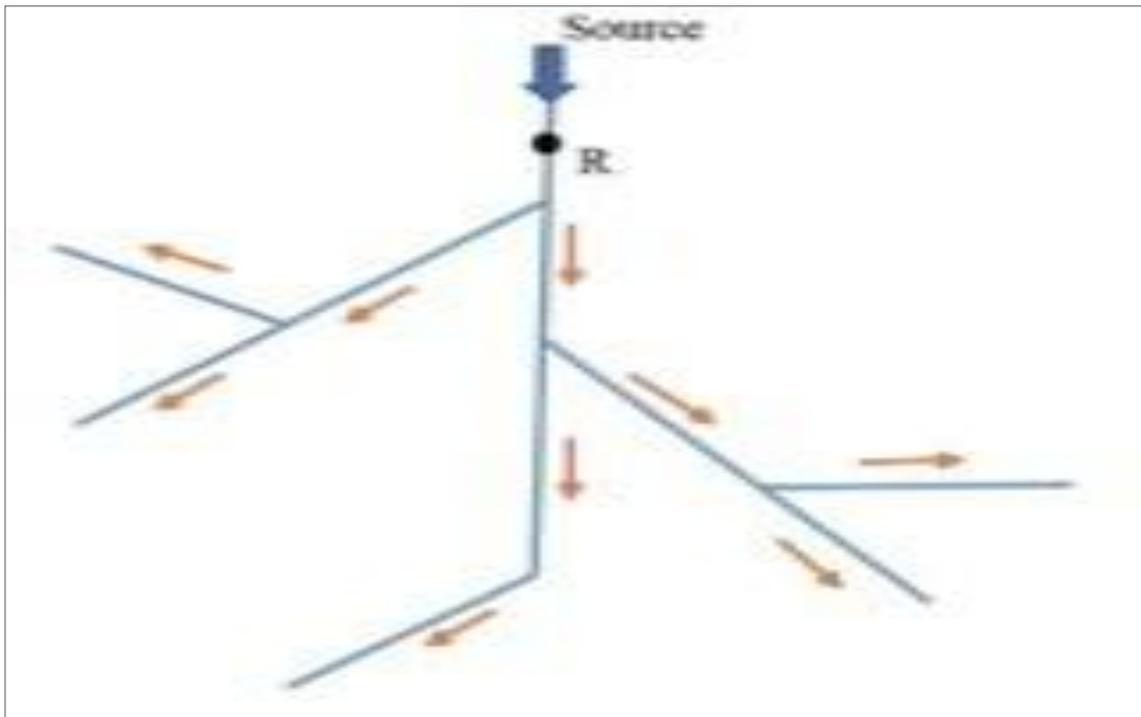
- Dimensions mm**
- A = 2115
 - B = 1541
 - C = 245
 - D = 293
 - DNa = 125
 - DNm = 100
 - E = 200
 - F = 250
 - G = 1041
 - H = 450
 - I = 670
 - L = 620
 - M = 20
 - N = 140
 - O = 45
 - P = 420
 - Q = 690
 - R = 860
 - V = 270



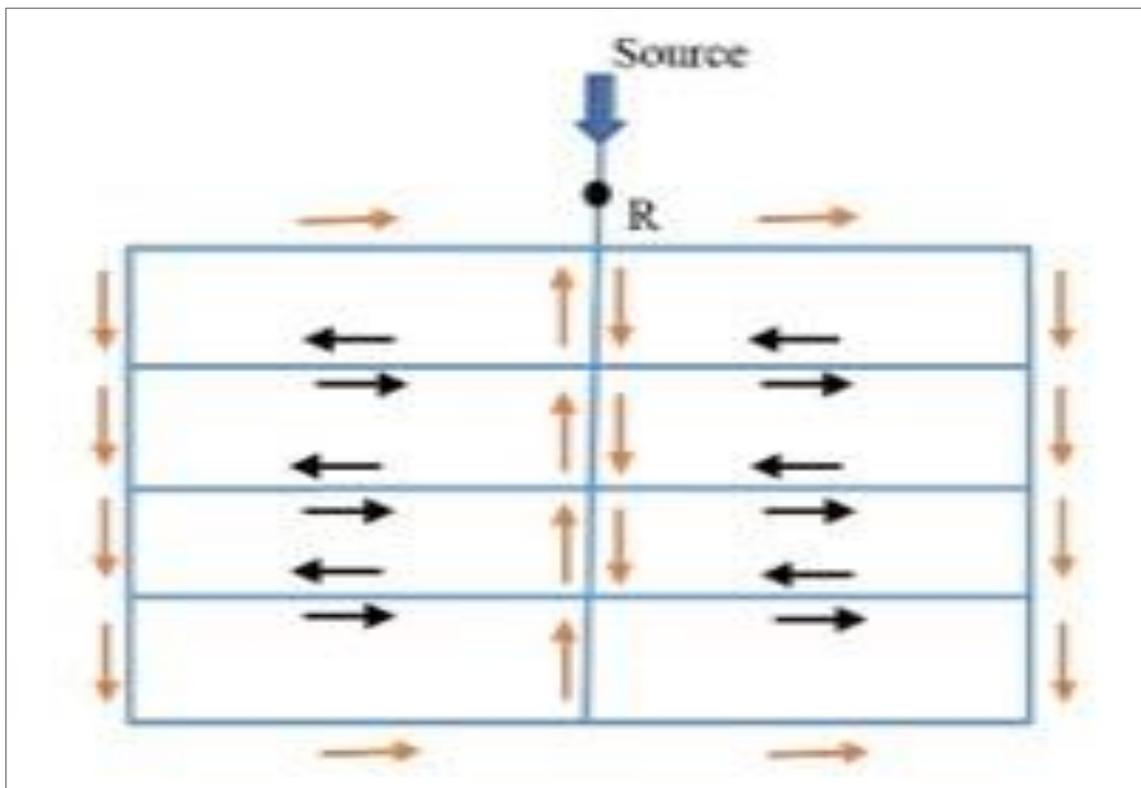
Notes:

Date 15.09.2021	Page 2	Offre n°	Pos.N° 1.1
--------------------	-----------	----------	---------------

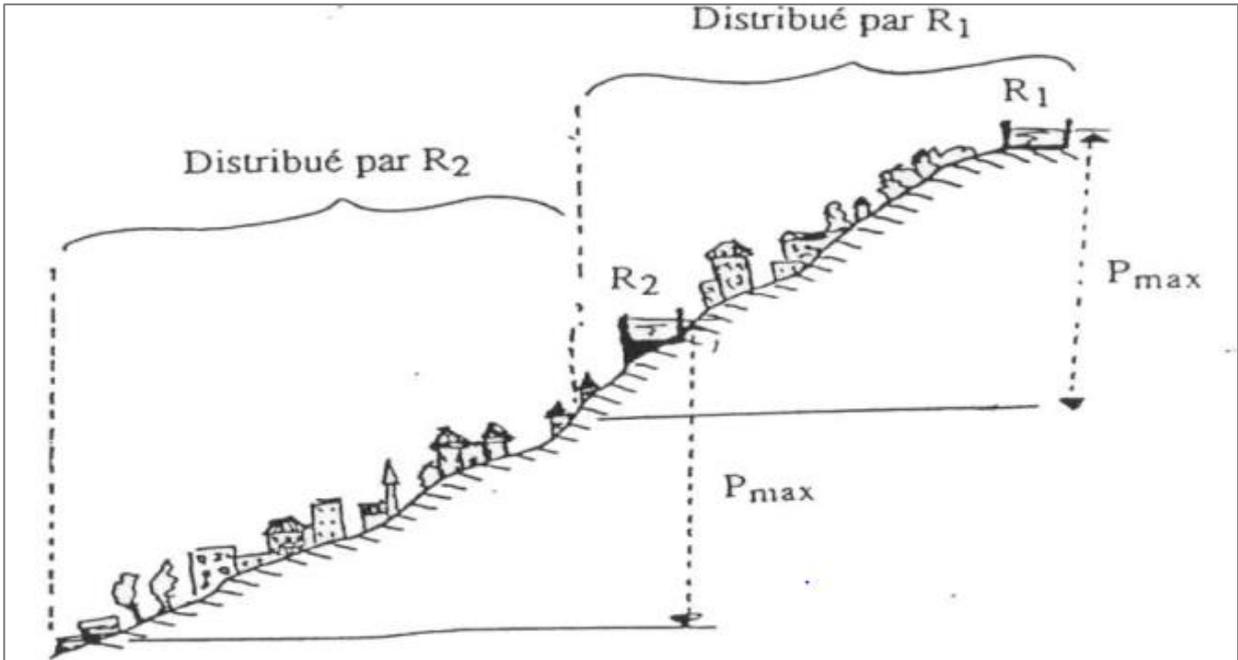
Annexe (17) : Schéma d'un réseau ramifié [10]



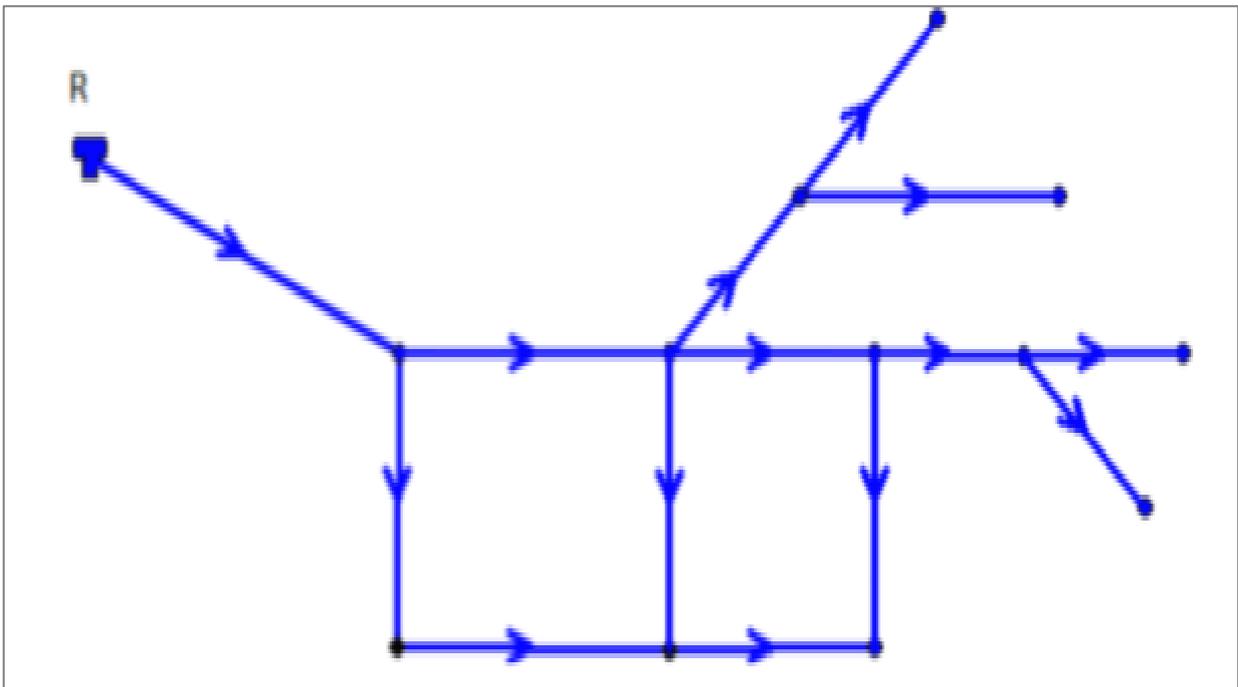
Annexe (18) : Schéma d'un réseau maillé [10]



Annexe (19): Schéma d'un réseau étagé [4]



Annexe (20): Schéma d'un réseau combiné [10]



Annexe (21) : Diamètres intérieure et extérieure des conduites en PEHD (PN10, PN16 et PN20)

Dext	Dint PN6	Dint PN10	Dint PN16	Dint PN20
20	16	16	15.4	
25	21	21	19	
32	28	27.2	24	
40	36	34	31	
50	45.2	44	38.8	
63	57	55.4	48.8	
75	67.8	63.8	58.2	
90	83	79.2	73.6	69.8
110	101.6	96.8	90	85.4
125	115.4	110.2	102.2	97
160	147.6	141	130.8	124.2
200	184.6	176.2	163.6	155.2
250	230.8	220.4	204.6	194.2
315	290.8	227.6	257.8	244.6
400	369.4	352.6	327.4	310.6
500	461.8	440.6	409.2	388.4
630	581.8	555.2	515.6	

الملخص

يتمثل العمل الحالي في دراسة تشخيصية وإعادة تأهيل لشبكة إمدادات المياه لبلدية أمالو (ولاية بجاية). بعد جمع البيانات عن الموقع ونظام الإمداد الحالي، تم تقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية. بعد ذلك، تم إجراء تشخيص مادي أظهر جميع أوجه النقص والإختلالات في الشبكة، مما سمح لنا بتحديد حجم الخزانات وأنابيب التوصيل. ثم تم استبدال المضخات في محطات الضخ بالمضخات التي اخترناها. شرعنا كذلك في التحقق من حدوث ظاهرة المطرقة المائية. في النهاية، تم تحديد أبعاد شبكة التوزيع باستخدام برنامج (Epanet).

الكلمات المفتاحية: التشخيص الفيزيائي، إعادة التأهيل، الخزان، الجمع، المضخة، المطرقة المائية، التوزيع.

Abstract

The present work consists in establishing a diagnostic and rehabilitation study of the water supply network of the municipality of Amalou (wilaya of Bejaia). After collecting data on the site and the existing power supply system, current and future needs were estimated. Subsequently, a physical diagnosis was carried out, which brought out all the shortcomings and dysfunctions of the network, which allowed us to size the reservoirs and adduction pipes. The pumps in the pumping stations were then replaced with those chosen. We also proceeded to verify the occurrence of the water hammer phenomenon. At the end, the dimensioning of the distribution network was done with the Epanet software.

Keywords : Physical diagnosis, rehabilitation, reservoir, Adduction, pump, water hammer, distribution.

Résumé

Le présent travail consiste à établir une étude de diagnostic et de réhabilitation du réseau d'alimentation en eau de la commune d'Amalou (wilaya de Bejaia). Après avoir récolté les données concernant le site et le système d'alimentation existant, on a procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs. Par la suite, un diagnostic physique a été effectué et qui a fait ressortir toutes les insuffisances et les dysfonctionnements du réseau, ce qui nous a permis de dimensionner les réservoirs et les conduites d'adduction. Par la suite on a remplacé les pompes des stations de pompage avec celles qu'on a choisi. On a aussi procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier. A la fin, le dimensionnement du réseau de distribution a été fait avec le logiciel Epanet.

Mots clés : Diagnostic physique, réhabilitation, réservoir, Adduction, pompe, coup de bélier, distribution.