



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BEDJIL HOUA

BOUHRAOUA ILHAM

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**Etude du Réseau d'AEP du Village Ait-Ali-Oumhand
Commune de Taskriout wilaya de Bejaia**

Soutenu le 06 / 07 / 2019

Devant le jury composé de :

- Président : M^r. HAMCHAOUI Samir
- Promoteur (s) : M^r. BERREKSI Ali
M^r. BEDJOU Abdelhamid
- Examineur (s): M^r. HAMMOUCHE Abderrahmane
- Invité (s): M^r. ZEMMOURI Abdelouhab
M^r. MESSAHLI Said
M^r. ATMANI Abdelkarime

Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer puis de terminer ce travail. Un remerciement tout particulier à nos chers parents de leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation.

La réalisation de ce document a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous témoignons toute notre gratitude.

Nous adressons tout d'abord toute notre reconnaissance aux encadreur de notre mémoire Mr A. BERREKSI et Mr A/H. BEDJOU pour leur patience, leur disponibilité et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous remercions également Mr A. ZEMMOURI, le gérant du Bureau d'Etudes Techniques en Hydraulique, pour son accueil, sa disponibilité, sa patience de répondre à nos questions innombrables et le partage de son expertise au quotidien.

Nous tenons à témoigner toute notre reconnaissance et nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, par leurs contributions de loin ou de pré, ont participé dans la réalisation de ce mémoire Mr S. HAMCHAOU, Mr S. MESSAHLI, Mr A. ATMANI, Mr A. HAMMOUCHE.

Nos remerciements sont adressés également à tous nos amis(es) en particulier notre chère amie Thiziri CHERAFT.

Dédicaces Houa

Je dédie ce mémoire à

AHCEN

Dédicaces Ilham

Je dédie ce modeste mémoire...

A l'âme de mon grand-père qui aurait voulu me voir terminer mes études, que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

A toi papa, A toi maman

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ma gratitude et ma reconnaissance envers vous. 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 mon très cher frère Louenas

Je te dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A mes grands-mères, paternelle et maternelle

Que dieu vous préserve et vous accorde santé, longue vie.

A tous les membres de ma grande famille

Mes tantes, mes oncles ainsi que mes cousins et mes cousines particulièrement Fifi, Yasmine pour leur soutien, encouragement et leur gentillesse, Céline, Siham, Tinhinane, Salima et Houda.

A vous khalti Nora et khali Said, khalti Fadila et Khali Karim

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur et de santé.

A toi ma très chère copine et binôme Houa et toute sa famille

Je te dédie notre travail, nos efforts fourni avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A toi ma chère copine thiziri

Je te dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

Sommaire

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

Chapitre I: Présentation du site et évaluation des besoins

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de la localité d'Ait-Ali-Oumhand	2
I.3. Présentation et état du système d'AEP existant.....	3
I.3.1. Description du système d'AEP existant.....	3
I.3.2. Diagnostic du système de production	5
I.3.2.1. Diagnostic physique.....	5
I.3.2.1.1. La ressource et l'adduction	5
I.3.2.1.2. Station de pompage.....	6
I.3.2.1.3. Première station de reprise SR1	6
I.3.2.1.4. Réservoir Aguermamouche	6
I.3.2.1.5. Station de reprise numéro deux SR2.....	6
I.3.2.1.6. Réservoir final.....	6
I.3.2.2. Diagnostic hydraulique	7
I.3.2.2.1. Diagnostic hydraulique de la ressource	7
I.3.2.2.2. Station de pompage.....	7
I.3.2.2.3. Station de reprise 1.....	7
I.3.2.2.4. Réservoir Aguermamouche	7
I.3.2.2.5. Station de reprise 2.....	7
I.3.2.2.6. Réservoir final.....	7
I.3.3. Description du réseau de distribution existant	8
I.4. Evaluation des besoins en eau de la population.....	8
I.4.1. Consommation moyenne journalière	8
I.4.1.1. Besoins domestiques.....	8
I.4.1.2. Besoins des équipements	9
I.4.2. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	10
I.4.3. Débit maximum journalier	10
I.4.4. Débit minimum journalier.....	11
I.4.5. Débit moyen horaire	11
I.4.6. Débit maximum horaire	12
I.4.7. Bilan besoins-ressources	13

I.5. Conclusion	13
-----------------------	----

Chapitre II: Réservoir et adduction

II.1. Introduction	15
II.2. Dimensionnement des réservoirs	15
II.2.1. Capacité des réservoirs	15
II.2.1.1. Capacité de la bête à eau de la station de pompage de Bouaissi.....	16
II.2.1.2. Capacité du réservoir Aguermamouche	16
II.2.1.3. Capacité du réservoir final.....	17
II.2.1.4. Capacité de la bête à eau de la station de reprise SR1	18
II.2.1.5. Capacité de la bête à eau de la station de reprise SR2	19
II.2.2. Dimensionnement des réservoirs projetés	19
II.3. Dimensionnement des conduites d'adduction	20
II.3.1. Tracé des conduites	20
II.3.2. Choix des types de conduites.....	20
II.3.3. Etude technico-économique des conduites.....	20
II.3.3.1. Calcul du diamètre économique	21
II.3.3.2. Calcul de la vitesse	21
II.3.3.3. Calcul des pertes de charge	21
II.3.3.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)	23
II.3.3.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe	23
II.3.3.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	23
II.3.3.7. Calcul des frais d'exploitation.....	23
II.3.3.8. Calcul des frais d'amortissement.....	23
II.3.3.9. Calcul du bilan.....	24
II.3.4. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons	24
II.3.4.1. Partie adduction par refoulement.....	24
II.3.4.2. Adduction gravitaire réservoir Aguermamouche-station de reprise SR2.....	27
II.4. Conclusion	30

Chapitre III: Pompes et protection anti-bélier

III.1. Introduction	32
III.2. Les Pompes	32

III.2.1. Choix des pompes	32
III.2.2. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	32
III.2.2.1. Hauteur manométrique (Hmt)	32
III.2.2.2. Le débit (Q)	32
III.2.2.3. La vitesse de rotation (N)	32
III.2.2.4. La puissance absorbée par la pompe (P_a)	32
III.2.2.5. Le rendement (η)	32
III.2.3. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	33
III.2.4. Le point de fonctionnement d'une pompe.....	33
III.2.4.1. Première variante : modification du temps de pompage	33
III.2.4.2. Deuxième variante : régulation par étouffement (le vannage)	33
III.2.4.3. Troisième variante : Rognage de la roue.....	34
III.2.4.4. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation	34
III.2.5. Etude de cavitation	35
III.2.6. Choix des pompes du projet	36
III.2.6.1. La pompe de la station de pompage de Bouaissi	36
III.2.6.2. La pompe de la station de reprise SR1	37
III.2.6.3. La pompe de la station de reprise SR2	39
III.3. Etude du coup de bélier	40
III.3.1. Causes du coup de bélier	40
III.3.2. Conséquences du coup de bélier	40
III.3.3. Les dispositifs de protection.....	40
III.3.3.1. Les volants d'inertie	41
III.3.3.2. Cheminé d'équilibre	41
III.3.3.3. Les Soupapes de décharge.....	41
III.3.3.4. Les ventouses	41
III.3.3.5. Réservoir d'air	41
III.3.4. Définition des pressions	41
III.3.4.1. Pression maximale de service	41
III.3.4.2. Pression de service	42
III.3.4.3. Pression statique	42
III.3.4.4. Pression de fonctionnement admissible	42
III.3.4.5. Pression nominale	42
III.3.4.6. Pression maximale admissible	42
III.3.5. Valeurs numériques du coup de bélier	42

III.3.5.1. Calcul de la célérité d'ondes	42
III.3.5.2. Cas de fermeture brusque	43
III.3.5.3. Cas de fermeture lente	43
III.3.6. Calcul de coup de bélier pour les différents tronçons	44
III.4. Conclusion.....	44

Chapitre IV: Dimensionnement du réseau de distribution

IV.1. Introduction	46
IV.2. Description du réseau de distribution.....	46
IV.3. Choix du type de la conduite.....	46
IV.4.1. Première étape	46
IV.4.2. Deuxième étape	46
IV.4.3. Troisièmes étape	48
IV.4.4. Quatrièmes étape.....	48
IV.4.4.1. Emplacement du nouveau réservoir RV2	49
IV.4.4.2. Division de la partie basse en deux zones en fonction des altitudes des ménages	49
IV.4.4.3. Répartition du débit maximum journalier de la partie basse	50
IV.4.4.4. Le débit de pointe des zones A et B	50
IV.4.4.5. Vérification de la capacité du réservoir Aguermamouche	50
IV.4.4.6. Capacité du réservoir RV2	51
IV.4.4.7. Dimensionnement de la conduite d'adduction réservoir Aguermamouche-RV2	52
IV.4.4.8. Dimensionnement de la conduite d'adduction réservoir Aguermamouche-SR2	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.5. Cinquièmes étape	53
IV.4.6. Sixièmes étape.....	53
IV.5. Conclusion	56
Conclusion générale	58
Références bibliographiques	60

Liste des tableaux

Tableau (I.1) :	Caractéristiques des conduites d’adduction.....	04
Tableau (I.2) :	Evaluation de la population actuelle et future.....	07
Tableau (I.3) :	Besoins en eau domestique actuels et futurs.....	08
Tableau (I.4) :	Besoins en eau actuels des équipements.....	08
Tableau (I.5) :	Estimation du débit moyen journalier total.....	08
Tableau (I.6) :	Majoration de la consommation moyenne actuelle et future.....	09
Tableau (I.7) :	Débit maximum journalier.....	10
Tableau (I.8) :	Débit minimum journalier.....	10
Tableau(I.9) :	Débit moyen horaire.....	10
Tableau (I.10) :	Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d’habitant.....	11
Tableau(I.11) :	Débit maximum horaire.....	11
Tableau(I.12) :	Bilan besoin-ressource en situation actuelle et future.....	12
Tableau (II.1) :	Variation du résidu dans le réservoir Aguernamouche.....	14
Tableau (II.2) :	Variation du résidu dans le réservoir final.....	15
Tableau (II.3) :	Variation du résidu dans la bêche à eau de la SR2.....	17
Tableau (II.4) :	Dimensionnement des réservoirs projetés.....	18
Tableau (II.5) :	Calcul de la H_{mt} du tronçon SP-SR1.....	23
Tableau (II.6) :	Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement du tronçon SP-SR1....	23
Tableau (II.7) :	Calcul du bilan du tronçon SP-SR1.....	23
Tableau (II.8) :	Calcul de la H_{mt} du tronçon SR1-RV Aguernamouche.....	24
Tableau (II.9) :	Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement du tronçon SR1-RV Aguernamouche	24
Tableau (II.10) :	Calcul du bilan du tronçon SR1-RV Aguernamouche.....	24
Tableau (II.11) :	Calcul de la H_{mt} du tronçon SR2-RV final.....	25

Tableau (II.12) :	Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-RV final.....	25
Tableau (II.13) :	Calcul du bilan du tronçon SR2-RV final.....	25
Tableau (II.14) :	Calcul des charges disponibles sur les points du profil en fonction de la gamme des diamètres.....	27
Tableau (III.1) :	Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	33
Tableau (III.2) :	Caractéristiques de la pompe de la SP.....	33
Tableau (III.3) :	Caractéristiques de la pompe de la SR1.....	34
Tableau (III.4) :	Caractéristiques de la pompe de la SR2.....	36
Tableau (III.5) :	Tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons.....	41
Tableau (IV.1) :	Débit de pointe des deux parties de la zone d'étude.....	43
Tableau (IV.2) :	Débit maximum journalier.....	46
Tableau (IV.3) :	Débit de pointe des zones A et B.....	46
Tableau (IV.4) :	Vérification de la capacité du réservoir Aguernamouche.....	46
Tableau (IV.5) :	Variation des résidus dans le réservoir RV2.....	47
Tableau (IV.6) :	Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Aguernamouche- RV2.....	49

Liste des figures

Figure (I.1) :	Carte des communes de la wilaya de Bejaia.....	02
Figure (I.2) :	Localisation du village d'Ait-Ali-Oumhand sur Google earth.....	03
Figure (I.3) :	Schéma synoptique du système d'AEP actuel du village d'Ait-Ali-Oumhand.....	04
Figure (II.1) :	Variation de la charge disponible en fonction des diamètres.....	26
Figure (II.2) :	<i>Schéma général de l'adduction</i>	28
Figure (III.1) :	Le point de fonctionnement d'une pompe.....	30
Figure (III.2) :	Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	32
Figure (III.3) :	Les courbes caractéristiques de la pompe de la SP.....	33
Figure (III.4) :	Les courbes caractéristiques de la pompe de la SR1.....	35
Figure (III.5) :	Les courbes caractéristiques de la pompe de la SR2.....	36
Figure (IV.1) :	Schéma synoptique représentant la distribution étagée.....	46
Figure (IV.1) :	Schéma synoptique final du système d'AEP du village d'Ait-Ali-Oumhand.....	55

Liste des planches

- Planche (1) : Tracé en plan et profil en long adduction par refoulement (SP-SR1)
- Planche (2) : Tracé en plan et profil en long adduction par refoulement (SR1-RV.A)
- Planche (3) : Tracé en plan et profil en long adduction gravitaire (RV.A-SR2)
- Planche (4) : Tracé en plan et profil en long adduction par refoulement (SR2-RVF)
- Planche (5) : Tracé en plan final du réseau de distribution

Liste des annexes

- Annexe (1) : Photos de l'état physique du système d'adduction existant
- Annexe (2) : Différentes valeurs du coefficient de variation du débit horaire
- Annexe (3) : Caractéristiques des conduites en PEHD
- Annexe (4) : Caractéristiques de la pompe de la SP
- Annexe (5) : Caractéristiques de la pompe de la SR1
- Annexe (6) : Caractéristiques de la pompe de la SR2
- Annexe (7) : Données à introduire au logiciel EPANET et résultats de simulations

Liste des symboles

A :	Amortissement annuel.
AG	Acier Galvanisé.
a :	Célérité de l'onde (m/s).
B :	Valeur du coup de bélier (m)
B _L :	Le bilan en (DA).
Capt :	Captage.
CR :	Côte radié de départ (m).
CTP :	Côte trop plein d'arrivée (m).
D :	Diamètre de la conduite (m).
D _{ext} :	Diamètre extérieure de la conduite (m).
D _{int} :	Diamètre intérieurs de la conduite (m).
D _{max} :	Le diamètre maximal de la conduite (m).
D _{min} :	Le diamètre minimal de la conduite (m).
D _r :	Diamètre du réservoir (m).
D ₁ :	Diamètre donné par BONNIN (m).
D ₂ :	Diamètre donné par BRESS (m).
E :	Energie de consommation (Kwh).
EN :	Européen normalisation.
e :	Epaisseur de la conduite (m)
e _u :	Prix unitaire du Kwh en (DA).
F _{am} :	Frais d'amortissement (DA).
F _{exp} :	Frais d'exploitation (DA).
GEP :	Groupe électropompe.
g :	Accélération de la pesanteur (9,81 m/s ²)

H_a :	Hauteur d'aspiration (m).
H_d :	La valeur minimale de la pression (dépression) en (m).
H_g :	La hauteur géométrique (m).
H_L :	Perte de charge linéaire (m).
H_{mt} :	La hauteur manométrique totale (m).
H_s :	Perte de charge singulière (m).
H_{sr} :	La valeur maximale de la pression (surpression) (m).
H_t	Pertes de charge totales (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_0 :	La pression absolue au point le plus haut de la conduite (m).
H_1 :	La hauteur au point de fonctionnement désiré (m).
h :	Perte de charge engendrée par vannage (m).
i :	Taux d'annuité (%).
J :	Perte de charge linéaire par unité de longueur (m/ml).
J_{asp} :	Pertes de charge à l'aspiration (m).
J_{ref} :	Pertes de charge au refoulement en (m).
K :	La rugosité absolue de la conduite (mm).
K_c :	Coefficient dépendant de la nature de la conduite.
K_{max} :	Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
$K_{max,h}$:	Coefficient de variation horaire maximale.
K_{min} :	Coefficient d'irrégularité minimal.
L :	Longueur de la conduite (m).
L_i :	La longueur du tronçon concerné (m).
m :	Coefficient de rognage.
N :	Vitesse de rotation (tr/min).
N' :	La nouvelle vitesse de rotation (tr/min)

n :	Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.
n_i :	Nombre d'années d'amortissement.
NPSHd :	Charge nette disponible à l'aspiration (m).
NPSHr :	Charge nette requise à l'aspiration de la pompe pour un fonctionnement sans cavitation donnée par le constructeur (m).
P :	Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
P_a :	Puissance absorbée par la pompe (KW).
P_g :	Le grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).
P_{max} :	Le résidu maximal dans le réservoir (%)
P_n :	La population à l'horizon d'étude.
P_u :	La puissance utile (KW).
P_0 :	La population de l'année référence.
PDAU :	Plan de Développement et d'Aménagement Urbain.
PEHD :	Polyéthylène haute densité.
PFA :	Pression de fonctionnement admissible.
PMS :	Pression maximal de service.
PMA :	Pression maximal admissible.
PN :	Pression nominal.
POS :	Plan d'Occupation du Sol.
PS :	Pression de service
Q :	Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).
$Q_{actuel,dom}$:	Besoins domestique actuel (m^3/s).
$Q_{actuel,équi}$:	Besoins domestique actuel (m^3/s).
Q_{ent} :	Besoins domestique actuel (m^3/s).
$Q_{futur,dom}$:	Besoins domestique en 2049 (m^3/s).
$Q_{futur,équi}$:	Besoins des équipements futurs (m^3/s).
$Q_{majoré}$:	Débit moyen journalier majoré (m^3/j).

$Q_{\max,j}$:	Débit maximum journalier (m^3/j).
$Q_{\max,h}$:	Débit maximum horaire (m^3/h).
Q_{\min} :	Débit minimum journalier (m^3/j).
$Q_{\text{moy},h}$:	Débit moyen horaire (m^3/h).
Q_P :	Débit de pointe (l/s).
Q_r :	Débit de route (l/s).
Q_s :	Débit spécifique (l/s/ménages).
$Q_{s'}$:	Débit spécifique (l/s/m).
Q_t :	Débit tronçon calculé par EPANET (m^3/s).
Re :	Le nombre de REYNOLDS.
r :	Le pourcentage de rognage (%).
RGPH :	Recensement Général de la Population et de l'Habitat.
$R_{+\max}$:	Résidu maximum positif.
$R_{-\max}$:	Résidu maximum négatif.
RV.A :	Réservoir Aguernamouche.
RV.F :	Réservoir final.
RV2 :	Le deuxième réservoir.
SP :	Station de pompage
SR1 :	La première station de reprise.
SR2 :	La deuxième station de reprise.
T :	Taux d'accroissement annuel de la population.
T' :	Temps d'arrêt de pompage.
T_f :	Le temps de fermeture de la vanne (s).
T_v :	La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (m).
T^0 :	La température de l'eau en degré, $T=20^0$ C.
t :	Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h).

t_p :	Le temps de pompage par jour ($t=20h$).
t'_p :	Nouveau temps de pompage (h).
V :	La vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).
V_{inc} :	Réserve d'incendie (m ³).
V_{max} :	La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s.
V_{min} :	La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s.
V_{SR1} :	Volume de la bache à eau de la première station de reprise SR1 (m ³).
V_{SR2} :	Volume de la bache à eau de la deuxième station de reprise (m ³).
V_{sp} :	Volume de la bache à eau de la station de pompage en m ³ .
V_r :	Volume du réservoir (m ³).
V_T :	Volume total du réservoir (m ³).
V_u :	Volume utile de stockage du réservoir (réserve de distribution) en (m ³).
V_0 :	Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
Z :	Altitude de la bache d'aspiration (m).
α_{max} :	Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
β_{max} :	Coefficient qui dépend du nombre d'habitants
λ :	Coefficient de frottement de Darcy.
ν :	Viscosité cinématique (m ² /s).
η :	Rendement de la pompe (%).

Introduction générale

Introduction générale

« Ne laissez pas une seule goutte d'eau tombée sur Terre regagner la mer sans avoir servi le peuple». *Parakkama-Bahu I, roi de Sri Lanka (1153-1186)*.

Selon le PDAU de la commune de Taskriout (Wilaya de Bejaia) de Novembre 1996, cette dernière peut être classée parmi les communes les plus riches en eau en Algérie. En matière d'alimentation en eau potable, il est inconcevable qu'une commune qui comptabilise 67 sources, dont une qui débite jusqu'à 1000 l/s et alimente toute la ville de Bejaia, n'arrive pas à satisfaire sa population [1].

Aujourd'hui après vingt-trois ans la situation est la même, les habitants de la commune de Taskriout y compris le village d'Ait-Ali-Oumhand souffrent toujours du manque et même de l'absence d'eau au niveau de leurs robinets.

Enfin et heureusement pour cette région, ce n'est qu'en 2018 qu'un budget a été consacré à l'étude du réseau d'AEP du village d'Ait-Ali-Oumhand, commune de Taskriout, wilaya de Bejaia. C'est dans ce contexte que s'inscrit l'objet du présent travail.

Le présent mémoire s'articulera principalement sur les axes suivants :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation globale du site, dans laquelle on trouve des données de base et bien d'autres caractéristiques de la localité d'étude, tout en consultant et étudiant le système et les installations hydrauliques existantes qui servent pour l'alimentation en eau potable de la localité d'Ait-Ali-Oumhand, cette phase de diagnostic sera établie selon les étapes suivantes :

1. La ressource : débit, état ;
2. Ouvrages de stockage : capacité, état, emplacement ;
3. Station de pompage : état des installations hydrauliques ;
4. Adduction : tracé, état et diamètre ;
5. L'état du réseau de distribution.

Le troisième point a pour but d'effectuer une estimation des besoins actuels et futurs pour pouvoir établir un bilan besoin-ressource. Tous cela dans le but de cerner les anomalies qui empêchent l'arrivée d'eau aux habitants de la localité.

Dans le second chapitre intitulé «réservoir et adduction», deux points seront développés. Le premier point sera consacré à la vérification de la capacité des ouvrages de stockage et à la conception et dimensionnement de nouveaux ouvrages en cas de nécessité afin de satisfaire les besoins futurs. Le deuxième point sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction, Cette étape sera exécutée en appliquant une étude technico-économique qui permet la détermination des diamètres optimaux.

Le troisième chapitre sera consacré aux choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet et à l'analyse du phénomène du coup de bélier afin de protéger les installations des éventuels risques qu'il peut engendrer.

L'objectif du dernier chapitre est la conception et le dimensionnement du réseau de distribution. Par la suite, une modélisation du réseau sous EPANET sera effectuée afin de vérifier les conditions d'écoulement hydrauliques et d'incendies.

Le présent travail sera terminé par une conclusion générale où seront mis en exergue les points les plus importants auxquels auront abouti les différents calculs et dimensionnements.

Chapitre I

Présentation du site et évaluation des besoins

I.1. Introduction

Parmi les définitions du Marketing : « Ensemble des actions qui ont pour objet de connaître, de prévoir et, éventuellement, de stimuler les besoins des consommateurs à l'égard des biens et des services, et d'adapter la production et la commercialisation aux besoins ainsi précisés » [2].

Le consommateur à servir en eau potable est la population d'Ait-Ali-Oumhand, pour cela on a consacré le premier chapitre à la collecte de données auprès du service d'Hydraulique de la commune de Taskriout et du BETH. ZEMMOURIA. Les données collectées sont : le plan topographique, la situation démographique,... etc.

Dans ce chapitre on a développé plusieurs points. Le premier est la présentation de la localité d'Ait-Ali-Oumhand, le deuxième est consacré à la description du réseau existant et le troisième point concerne l'évaluation des besoins en eau de la zone d'étude.

I.2. Présentation de la localité d'Ait-Ali-Oumhand

Ait-Ali-Oumhand est un village d'une superficie de 45ha situé à environ 4 km de Bordj-Mira le chef-lieu de la commune de Taskriout, daïra de Darguina, wilaya de Bejaia (Figure (I.1)).

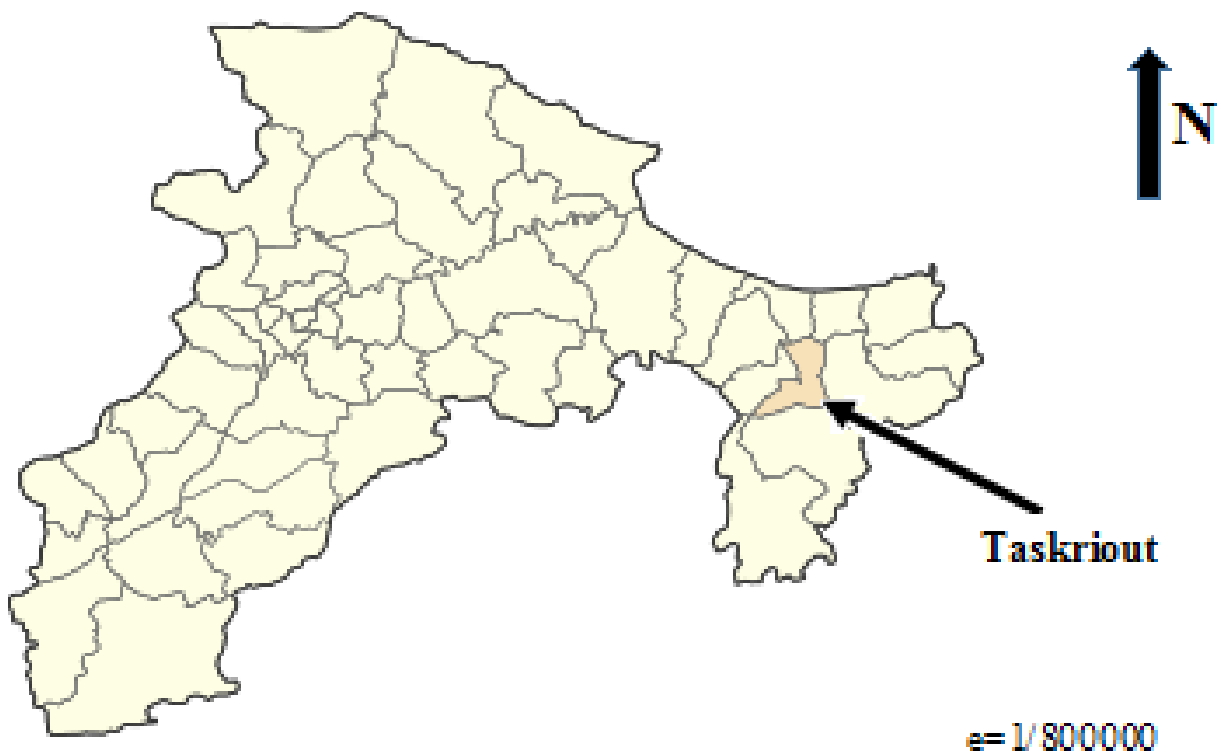


Figure (I.1) : Carte des communes de la wilaya de Bejaia

La localisation du village d'Ait-Ali-Oumhand est illustrée dans la figure (I.2) ci-dessous.



Figure (I.2) : Localisation du village d'Ait-Ali-Oumhand sur Google earth

La localité d'Ait-Ali-Oumhand est une zone montagneuse formée de calcaires qui dépasse les 700 m d'altitude et caractérisée par un relief accidenté. Ainsi Ait-Ali-Oumhand est une zone exposée à un important mouvement de terrain et à un éboulis de pente.

La zone d'étude est située dans le bassin versant Aguerioune, caractérisée par un climat méditerranéen.

D'après le RGPH 2008, la population d'Ait-Ali-Oumhand est de 2279 habitants [3], répartie en deux zones, dont 60% est concentrée dans la partie basse. En absence des données de base sur l'accroissement prévisible de la démographie tels que le PDAU, le POS on a pris le taux d'accroissement égal à celui de la commune de Taskeriout 1% [4].

I.3. Présentation et état du système d'AEP existant

I.3.1. Description du système d'AEP existant

Le système de production démarre à partir des captages Bouaissi dont l'eau est acheminée gravitairement vers la station de pompage et refoulée vers la station de reprise Airat (SR1), elle refoule à son tour vers le réservoir Aguermamouche, à ce niveau l'eau est acheminée gravitairement vers la SR2 en servant au même temps la partie basse d'Ait-Ali-Oumhand, la SR2 refoule vers le réservoir final qui est aussi alimenté à partir du captage Bourafa, pour servir la partie haute. Un schéma synoptique résume la structure du système d'alimentation en eau potable actuel du village d'Ait-Ali-Oumhand est représenté sur la figure (I.3).

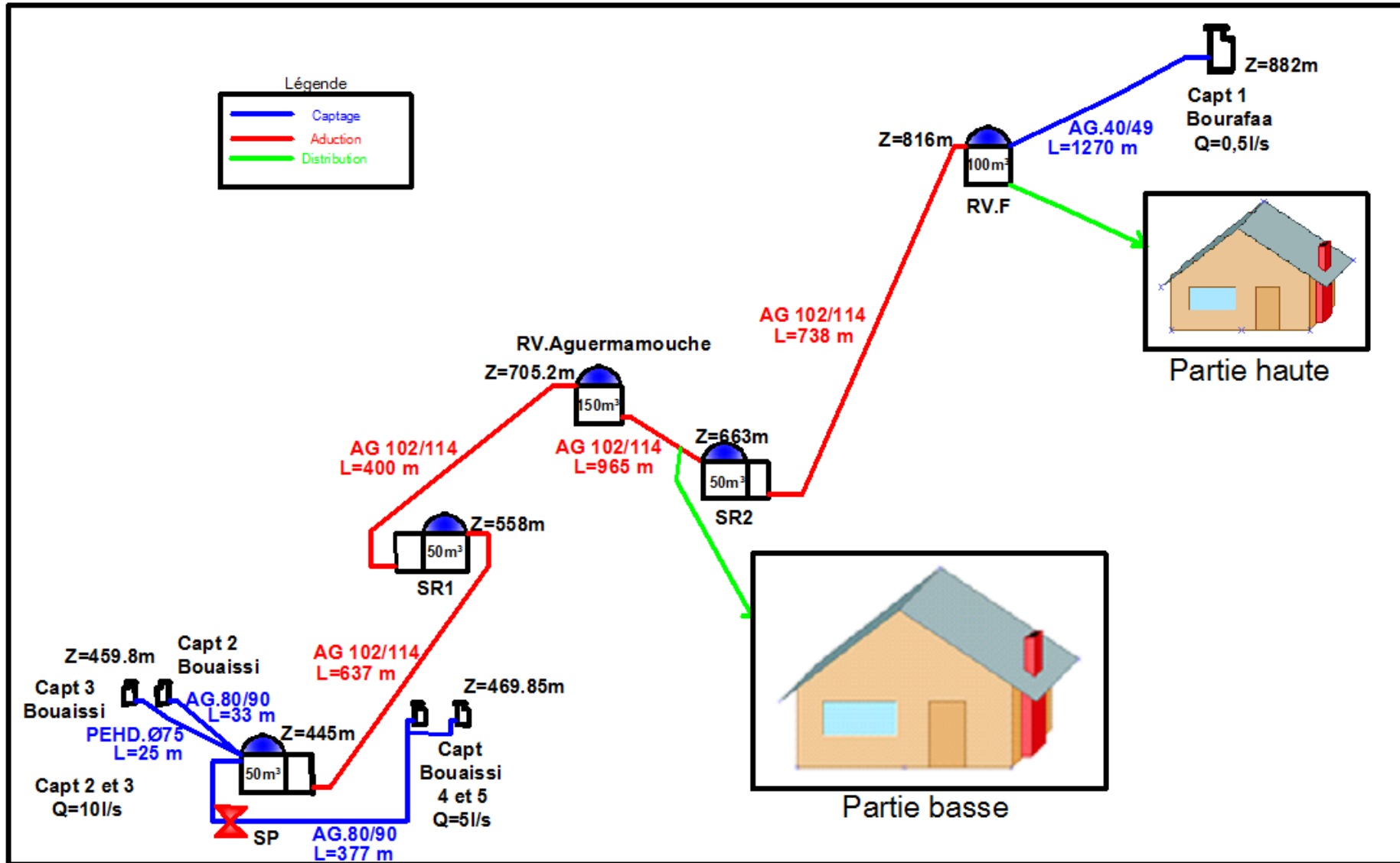


Figure (I.3) : Schéma synoptique du système d'AEP actuel du village d'Ait-Ali-Oumhand

I.3.2. Diagnostic du système de production

Lors de notre visite sur le terrain accompagné par les responsables du service technique d'Hydraulique de l'APC de Taskriout, on a consulté les éléments du système de production dans le but de déceler toutes les anomalies qu'il présente.

Le système de production est constitué des éléments suivant :

- La ressource et l'adduction ;
- La station de pompage ;
- La station de reprise Airat SR1 ;
- Le réservoir Aguermamouche ;
- La station de reprise numéro deux SR2 ;
- Le réservoir final RVF.

I.3.2.1. Diagnostic physique

I.3.2.1.1. La ressource et l'adduction

Le village d'Ait-Ali-Oumhand est alimenté par deux captages principaux. Le plus ancien est celui de Bourafa (capt 1) à la côte de 882 m. Une conduite en acier galvanisé d'un diamètre 40/49 achemine l'eau sur une distance d'environ 1270 m vers le réservoir final. La source Bouaïssi est constituée de quatre émergences : les deux exploitées (capt 2 et 3) sont celles qui se situent juste au-dessus de la station de pompage à la côte de 459,8 m où l'eau est acheminée à l'aide de deux conduites. La première conduite est en AG 80/90 sur environ 33 m, la deuxième en PEHD d'un diamètre 75 mm sur une distance de 25 m. Les deux autres émergences (capt 4 et 5), situées à une distance de 377 m à l'est de la station de pompage à une côte de 669,85 m, l'eau est acheminée gravitairement à l'aide d'une conduite en AG 80/89 contrôlée par une vanne, fermée en ce moment à l'entrée de la station de pompage. Les photos des captages sont représentées dans l'annexe (1).

Les caractéristiques des conduites d'adduction du système de production d'eau potable de la localité d'Ait-Ali-Oumhand sont représentées dans le tableau (I.1).

Tableau (I.1) : Caractéristiques des conduites d'adduction

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau
Capt1-RVF	1270	40/49	Acier galvanisé
Capt2-SP	33	80/90	Acier galvanisé
Capt3-SP	25	75	PEHD
Capt4 et 5-SP	377	80/90	Acier galvanisé
SP-SR1	637	102/114	Acier galvanisé
SR1-RVT	400	102/114	Acier galvanisé
RVT-SR2	965	102/114	Acier galvanisé
SR2-RVF	738	102/114	Acier galvanisé

1.3.2.1.2. Station de pompage

La station de pompage est alimentée à partir des captages de Bouaïssi, et refoule vers la SR1. Elle est constituée de deux parties : une bache à eau de 50 m³ enterrée et une salle de machines.

Plusieurs anomalies ont été relevées lors de la visite effectuée sur le terrain (Annexe (1)) :

- Dégradation de l'état intérieur de la salle de machines ;
- Des fuites au niveau des équipements hydromécaniques ;
- Manque d'entretien, ça nécessite des réfections (Peintures) ;
- Des installations électriques à l'intérieur de la chambre des équipements hydromécaniques.

1.3.2.1.3. Première station de reprise SR1

La station de reprise Airat est une sorte de relais entre la station de pompage Bouaïssi et le réservoir Aguermamouche situé sur une altitude de 558m, constituée d'une bache à eau semi-enterrée d'un volume de 50 m³ et d'une salle de machines.

Les anomalies relevées lors de la visite effectuée sur le terrain (Annexe (1)) sont :

- Dégradation de l'état intérieur de la salle de machines ;
- Des fuites au niveau des équipements hydromécaniques ;
- Des installations électriques à l'intérieur de la chambre des équipements hydromécaniques.

1.3.2.1.4. Réservoir Aguermamouche

Le réservoir Aguermamouche est d'un volume de 150 m³, situé à une altitude de 705 m, alimenté par refoulement à partir de la SR1 pour qu'il remplisse deux rôles : distribution vers la partie basse et adduction vers la SR2.

Plusieurs anomalies ont été relevées lors de la visite effectuée sur le terrain (Annexe (1)) :

- L'entrée de la conduite d'adduction (SR1-RV.Aguermamouche) dans le réservoir est réalisée sans aucune considération technique ;
- La chambre de vannes non entretenue ;
- Des fuites au niveau de la vanne.

1.3.2.1.5. Station de reprise numéro deux SR2

La deuxième station de reprise reçoit ces eaux à partir du RV. Aguermamouche et les refoule vers le réservoir final, elle est constituée de deux parties la bache à eau d'un volume de 50 m³ et d'une salle à machine.

Les anomalies relevées lors de la visite effectuée sur le terrain (Annexe (1)) :

- Le désordre est le premier mot qui vient à l'esprit lors de l'ouverture de la porte de la salle de machines, un entretien est nécessaire ;
- Des installations électriques à l'intérieur de la chambre des équipements hydromécaniques ;
- Clôture dégradée et non réparée de la vanne de sectionnement.

1.3.2.1.6. Réservoir final

Le réservoir final est le plus ancien de la chaîne de production, alimenté par refoulement à partir de la SR2 et gravitairement à partir du captage Bourafa pour servir la partie basse d'Ait-Ali-Oumhand.

1.3.2.2. Diagnostic hydraulique

1.3.2.2.1. Diagnostic hydraulique de la ressource

D'après les informations recueillies auprès du BETH.ZEMMOURI, le débit capté à Bourafa est estimé à environ 0,5 l/s, les captages (capt 2 et capt 3) offrent un débit de 10 l/s. Le débit du trop-plein de la station de pompage est très important, c'est pourquoi la vanne placée sur la conduite (capt 4 et capt 5) qui véhicule un débit de 5 l/s est toujours fermée, donc le débit total des captages de Bouaïssi est environ 15 l/s en saison d'été. Il y'a aussi d'autres émergences ayant des débits importants (Annexe (1)).

1.3.2.2.2. Station de pompage

Les anomalies remarquées sont :

- La capacité de la bache à eau est insuffisante pour un débit entrant de 10 l/s ;
- La station de pompage est équipée de deux groupes électropompes à axe horizontal identiques, à cause de leur état dégradé seulement quelques caractéristiques ont pu être identifiées à partir des plaques signalétiques dont le débit est de 35m³/h et la hauteur manométrique totale de 129 m ;
- Les axes d'aspiration des pompes sont placés au-dessus du radier d'environ 30 cm, par conséquent, il y a diminution du volume de la bache à eau.

1.3.2.2.3. Station de reprise 1

On cite les anomalies suivantes :

- La salle de machines est équipée d'un groupe électropompe à axe horizontal et d'une pompe immergée dans un puisard de 500 mm de diamètre, dont on ne dispose d'aucune information à cause de leur état dégradé ;
- Les deux pompes sont souvent en panne.

1.3.2.2.4. Réservoir Aguermamouche

Les points remarquables sont :

- Le réservoir a une capacité importante mais qui reste à vérifier pour le long terme ;
- Le réservoir n'a qu'une seule sortie dont la distribution à la partie basse et l'adduction vers la SR2.

1.3.2.2.5. Station de reprise 2

Les anomalies enregistrées sont :

- La salle de machines est équipée de deux pompes :
 - Un GEP dont Q=4l/s et Hmt=170 m, il est en panne depuis longtemps.
 - Une pompe immergée dans un puisard en PEHD, d'un diamètre égal à 250 mm, dont Q=4 l/s et Hmt=160 m.
- Lors de notre visite, la pompe immergée était en panne.
- Il existe plusieurs branchements particuliers réalisés sur la conduite principale, certains d'entre eux manquent de vannes.

1.3.2.2.6. Réservoir final

Le réservoir final est à 90% enterré d'un volume de 100 m³, son volume reste à vérifier.

I.3.3. Description du réseau de distribution existant

Le réseau de distribution est réalisé par les services de la commune sans aucune étude préalable. Il s'est formé tout seul au fur et à mesure que de nouvelles constructions apparaissent. Avec l'extension urbaine et l'accroissement de la population, la demande devient plus importante aussi. Et pour subvenir à ces besoins, des extensions et des prolongements dans le réseau se font à la hâte sans réflexion pour prévenir le futur [5].

Le réseau de distribution d'Ait-Ali-Oumhand est en acier galvanisé dans sa totalité sauf pour les nouveaux branchements qui sont en PEHD, composé de deux parties principales à savoir la partie basse alimentée à partir du réservoir Aguermamouche à l'aide des branchements sur la conduite d'adduction (RV.Aguermamouche-SR2) et la partie haute alimentée exclusivement par le RVF.

I.4. Evaluation des besoins en eau de la population

Les ouvrages conçus dans le cadre de ce projet vont être dimensionnés pour satisfaire les besoins de la population croissante, ceci présuppose une estimation de la population et des besoins en eau pour une période correspondant à la durée de vie des ouvrages [6], qui est fixée à 30 ans (long terme) dans le présent cas.

I.4.1. Consommation moyenne journalière

I.4.1.1. Besoins domestiques

En appliquant la méthode rationnelle pour la projection de la population future [6], on aura les résultats présentés dans le tableau (I.2) ci-dessous.

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

- P_n : population future à l'horizon considéré ;
- P_0 : population de l'année de référence ;
- T : taux d'accroissement annuel de la population ;
- n : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

Tableau (I.2) : Evaluation de la population actuelle et future

Zone	Recensement 2008	Taux d'accroissement	Population	
			2019	2049
Partie basse	1367	1%	1525	2056
Partie haute	912		1017	1371
Total	2279		2542	3427

L'agglomération est classée dans la catégorie des zones rurales, alors on opte pour une dotation en eau de 150 (l/j/habitant). Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation. Le tableau (I.3) ci-dessous résume les besoins en eau domestiques.

Tableau (I.3) : Besoins en eau domestiques actuels et futurs

Zone	Population		Dotation (l/j/hab)	Besoins (m ³ /j)	
	2019	2049		2019	2049
Partie basse	1525	2056	150	228,77	308,34
Partie haute	1017	1371		152,62	205,71
Total	2542	3427		381,39	514,06

I.4.1.2. Besoins des équipements

Le tableau (I.4) ci-dessous résume les résultats de calcul des besoins en eau de l'ensemble des équipements existants.

Tableau (I.4) : Besoins en eau actuels des équipements

Zone	Équipement	Capacité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m ³ /j)
Partie basse	1 Primaire	127	Elève	30	3,81
	1 Mosquée	100	Fidèle	20	2
	1 Salle de soin	10	Malade	50	0,5
	5 Cafés	-	m ²	5	0,625
				Total 1	9,935
Partie haute	1 Primaire	144	Elève	30	3,42
	1 Mosquée	100	Fidèle	20	2
	5 Cafés	-	m ²	5	0,625
				Total 2	6,045

Pour estimer les besoins d'équipements en 2049, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoins domestiques en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{futur,dom}}}{Q_{\text{actuel,dom}}} = \frac{Q_{\text{futur,équi}}}{Q_{\text{actuel,équi}}} \quad (\text{I.2})$$

Où :

- $Q_{\text{futur,dom}}$: besoins domestiques en 2049 ;
- $Q_{\text{actuel,dom}}$: besoins domestiques actuels ;
- $Q_{\text{futur,équi}}$: besoins des équipements futurs ;
- $Q_{\text{actuel,équi}}$: besoins des équipements actuels.

Le débit moyen journalier est donné dans le tableau (I.5).

Tableau (I.5) : Estimation du débit moyen journalier total

Zone	Q _{dom} (m ³ /j)		Q _{équi} (m ³ /j)		Q _{moy.j} (m ³ /j)	
	2019	2049	2019	2049	2019	2049
Partie basse	228,77	308,34	6,935	9,35	235,70	317,69
Partie haute	152,62	205,71	6,045	8,15	158,67	213,86
Total	381,39	514,05	12,98	17,50	394,37	531,55

I.4.2. Majoration de la consommation moyenne journalière

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{majoré}} = m \times Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{I.3})$$

Où :

- $Q_{\text{majoré}}$: débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;
- m : un coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien. Les valeurs de m sont [6] :

- Réseau neuf ou bien entretenu : $m = 1,2$;
- Réseau moyennement entretenu : $m = 1,25$ à $1,35$;
- Réseau vétuste ou mal entretenu : $m > 1,5$.

Prenons dans notre cas $m = 1,2$

La majoration de la consommation moyenne journalière pour les zones d'études est représentée dans le tableau (I.6) suivant.

Tableau (I.6) : Majoration de la consommation moyenne actuelle et future

Zone	Besoin (m^3/j)		M	Besoin majoré (m^3/j)		Besoin majoré (l/s)	
	2019	2049		2019	2049	2019	2049
Partie basse	235,70	317,69	1,2	282,84	381,23	3,27	4,41
Partie haute	158,67	213,86		190,40	256,63	2,20	2,97
Total	394,37	531,55		473,25	637,86	5,47	7,38

I.4.3. Débit maximum journalier

Ce débit caractérise la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\text{max,j}} = K_{\text{max}} \times Q_{\text{majoré}} \quad (\text{I.4})$$

Où :

- $Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\text{majoré}}$: débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- K_{max} : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3. Dans notre cas l'agglomération est d'une faible importance alors $K_{\text{max}} = 1,1$.

Le débit maximum journalier est donné dans le tableau (I.7) suivant.

Tableau (I.7) : Débit maximum journalier

Zone	Q _{majoré} (m ³ /j)		K _{max}	Q _{max,j} (m ³ /j)		Q _{max,j} (l/s)	
	2019	2049		2019	2049	2019	2049
Partie basse	282,84	381,23	1,1	311,13	419,35	3,60	4,85
Partie haute	190,40	256,63		209,44	282,30	2,42	3,26
Total	473,25	637,86		520,57	701,65	6,02	8,12

I.4.4. Débit minimum journalier

Le débit minimum journalier peut être exprimé par la formule suivante :

$$Q_{\min} = K_{\min} \times Q_{\text{majoré}} \quad (\text{I.5})$$

Avec :

- Q_{min} : débit minimum journalier (m³/j) ;
- Q_{majoré} : débit moyen journalier majoré (m³/j) ;
- K_{min} : coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0,7 et 0,9. Il est pris égal à 0,7 dans notre cas.

Le débit minimum journalier est donné dans le tableau (I.8) ci-dessous.

Tableau (I.8) : Débit minimum journalier

Zone	Q _{majoré} (m ³ /j)		K _{min}	Q _{min} (m ³ /j)		Q _{min} (l/s)	
	2019	2049		2019	2049	2019	2049
Partie basse	282,84	381,23	0,7	197,99	266,86	2,29	3,09
Partie haute	190,40	256,63		133,28	179,64	1,54	2,08
Total	473,25	637,86		331,27	446,50	3,83	5,16

I.4.5. Débit moyen horaire

La consommation moyenne horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

- Q_{moy.h} : débit moyen horaire (m³/h) ;
- Q_{max.j} : débit maximum journalier (m³/h).

Les résultats sont représentés dans le tableau (I.9) suivant.

Tableau(I.9) : Débit moyen horaire

Zone	Q _{max,j} (m ³ /j)		Q _{moy.h} (m ³ /h)	
	2019	2049	2019	2049
Partie basse	311,13	419,35	12,96	17,47
Partie haute	209,44	282,30	8,73	11,76
Total	520,57	701,65	21,69	29,24

I.4.6. Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire peut être exprimé par la formule suivante :

$$Q_{\max,h} = P_g \times Q_{\max,j} \quad (I.7)$$

Avec :

- $Q_{\max,h}$: débit maximum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- P_g : plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%) correspondant au $K_{\max,h}$ calculé.

La valeur de $K_{\max,h}$ varie en fonction de α_{\max} et β_{\max} , tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (I.8)$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4, Le niveau de vie de la localité d'Ait-Ali-Oumhand est moyen alors on prend $\alpha=1,2$;
- β_{\max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

Les valeurs du coefficient $K_{\max,h}$ sont données dans l'annexe (2).

Les valeurs de β_{\max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (I.10) suivant :

Tableau (I.10) : Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants ($\times 10^3$)	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Le calcul du débit maximum horaire actuel et futur et représenté dans le tableau (I.11).

Tableau(I.11) : Débit maximum horaire

Zone	Nombre d'habitants		α_{\max}	β_{\max}		$K_{\max,h}$		P_g (%)		$Q_{\max,j}$ (m^3/j)		$Q_{\max,h}$ (m^3/h)	
	2019	2049		2019	2049	2019	2049	2019	2049	2019	2049	2019	2049
Basse	1525	2056	1,2	1,79	1,688	2,15	2,02	8,5	8,5	311,13	419,35	26,44	35,65
Haute	1017	1371		1,99	1,85	2,39	2,22	10,4	8,5	209,44	282,3	21,78	23,99
Total	2542	3427		1,597	1,738	1,91	2,08	7,9	8,5	520,57	701,65	41,12	59,64

I.4.7. Bilan besoins-ressources

Ce bilan a pour but de s'assurer si le débit en saison d'été de la ressource utilisée peut satisfaire les besoins de pointe de la zone d'étude.

Les résultats sont représentés dans le tableau (I.12) suivant :

Tableau(I.12) : Bilan besoin-ressource en situation actuelle et future

		Horizon	
		2019	2049
Ressource (l/s)	Bouaissi	10	10
Besoin (l/s)		6,03	8,16
Bilan (l/s)		+3,97	+1,90

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a procédé à la reconnaissance du terrain et la collecte de toutes les données nécessaires pour entamer l'étude d'alimentation en eau potable de la région d'Ait-Ali-Oumhand, de la commune de Taskriout, wilaya de Bejaia.

Nous avons également étudié le système d'alimentation en eau potable existant. En se basant beaucoup plus sur la partie adduction, dans le but de déceler les carences qui entrave l'arrivée d'eau aux consommateurs.

Nous avons estimé les différents besoins en eau potable de l'ensemble de l'agglomération. Les débits maximaux journaliers actuel et à l'horizon 2049 sont de 520,57 m³/j et 701,65 m³/j respectivement.

En analysant les données recueillies dans ce chapitre, on constate que le manque ou même l'absence d'eau aux robinets des habitants de la localité d'Ait-Ali-Oumhand ne revient pas à la faiblesse des ressources, mais cette pénurie revient essentiellement aux deux raisons suivantes :

1. L'insuffisance de stockage : le débit très important du trop-plein de la bêche à eau de la station de pompage le confirme, et la vanne fermée sur la conduite d'adduction des deux captages (capt 4 et 5).
2. La mauvaise gestion du réseau de distribution : il a été réalisé sans aucune étude préalable mais suivant l'extension urbaine de la localité.

Dans le but de transférer le débit de 8,16 l/s à l'horizon 2049 à la localité d'Ait-Ali-Oumhand, il est nécessaire de procéder à une nouvelle conception et dimensionnement du système de production, objet du chapitre suivant.

Chapitre II

Réservoirs et adduction

II.1. Introduction

Pour mener à bien ce chapitre, il sera composé de deux parties principales. La première partie est destinée à la vérification de la capacité des bâches et des réservoirs existants, et si nécessaire à la conception et le dimensionnement de nouveaux réservoirs de manière à satisfaire les besoins futurs. La deuxième partie est réservée au dimensionnement des conduites d'adduction en prenant en considération que l'agglomération subit d'une façon dangereuse le phénomène de glissement de terrain et en appliquant une étude technico-économique.

II.2. Dimensionnement des réservoirs

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage qui permet d'assurer, aux heures de pointe, les débits maximaux demandés, en offrant les avantages suivants [7] :

- régularisation du fonctionnement des pompes ;
- simplification de l'exploitation ;
- régularité de la pression dans le réseau de distribution ;
- une assurance des pressions nécessaires en tout point du réseau ;
- combler le manque aux heures de pointes ;
- maintenir l'eau à une température constante.

II.2.1. Capacité des réservoirs

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations du débit à l'entrée comme à la sortie en ajoutant bien sûr la réserve d'incendie de 120 m³. Elle est calculée comme suit :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir (m³) ;
- V_{inc} : réserve d'incendie (m³) ;
- V_u : volume utile de stockage du réservoir (réserve de distribution) en (m³).

Deux méthodes de calcul ont été suivies afin d'estimer le volume utile nécessaire à la demande future [7] :

- La méthode analytique, en utilisant le régime de variation de la consommation (Annexe (2)).

$$V_u = \frac{p_{max} * Q_{max.j}}{100} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;
- p_{max} : résidu maximal dans le réservoir en %.

$$P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- R^{+max} : Résidu maximum positif.
- R^{-max} : Résidu maximum négatif.

- La méthode pratique, sans avoir recours au régime de consommation, la capacité du réservoir doit être prise au minimum égale à 50% de la plus forte consommation journalière.

$$V_u = 0,5 \times Q_{\max,j} \quad (\text{II.4})$$

Dans la présente étude on a à vérifier la capacité des réservoirs existants suivants :

- La bêche à eau de la station de pompage de Bouaissi : elle a une capacité de 50 m³.
- La bêche à eau de la première station de reprise : elle a une capacité de 50 m³.
- Réservoir tampon Aguermamouche : il a une capacité de 150 m³.
- La bêche à eau de la station de reprise 2 : elle a une capacité de 50 m³.
- Réservoir final : il a une capacité de 100 m³.

II.2.1.1. Capacité de la bêche à eau de la station de pompage de Bouaissi

Ce réservoir se trouve au niveau du captage de Bouaissi. Son volume est déterminé en considérant quatre heures d'arrêt de pompage dans la chaîne de refoulement. Le débit total à refouler est 8,16 l/s.

$$V_{sp} = Q_{ent} \times T' \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- V_{sp} : volume de la bêche à eau de la station de pompage en m³ ;
- Q_{ent} : débit entrant au réservoir = 29,74 m³/h ;
- T' : temps d'arrêt de pompage.

Donc : $V_{sp} = 29,74 \times 4 = 117,5 \text{ m}^3$

La capacité future de ce réservoir est égale à 117,5 m³. Elle dépasse la capacité du réservoir existant (50 m³). On propose de projeter un autre réservoir de 100 m³ qui sera jumelé avec l'existant.

II.2.1.2. Capacité du réservoir Aguermamouche

- La Valeur théorique de la capacité du réservoir

Le réservoir Aguermamouche est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise SR1, il servira gravitairement la SR2, aussi il assure la distribution vers la partie basse, avec $K_{\max,h} = 2,02$ et $Q_{\max,j} = 419,35 \text{ m}^3/\text{j}$.

La vérification de la capacité du réservoir Aguermamouche est donnée dans le tableau (II.1) suivant :

Tableau (II.1) : Variation du résidu dans le réservoir Aguermamouche

Heur e	Apport(%)	Distribution(%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,44	1,676	2,89		2,89
1-2	5	0,44	1,676	2,89		5,78
2-3	5	0,59	1,676	2,74		8,52
3-4	5	0,59	1,676	2,74		11,26
4-5	5	1,79	1,676	2,89		12,8
5-6	5	3,28	1,676	0,05		12,85
6-7	5	3,28	1,676	0,05		12,9
7-8	5	3,28	1,676	0,05		12,95

Tableau (II.1) : Variation du résidu dans le réservoir Aguermamouche (suite et fin)

8-9	5	2,09	1,676	1,23		14,18
9-10	5	2,09	1,676	1,23		15,41
10-11	5	3,58	1,676		-0,26	15,15
11-12	5	5,08	1,676		-1,76	13,39
12-13	5	5,08	1,676		-1,76	11,63
13-14	5	3,58	1,676		-0,26	11,37
14-15	5	2,98	1,676	0,34		11,71
15-16	5	2,98	1,676	0,34		12,05
16-17	5	2,09	1,676	1,23		13,28
17-18	5	2,09	1,676	1,23		14,51
18-19	0	3,58	1,676		-5,26	9,25
19-20	0	3,58	1,676		-5,26	3,99
20-21	0	3,58	1,676		-5,26	-1,27
21-22	0	1,79	1,676		-3,47	-4,74
22-23	5	1,19	1,676	2,13		-2,61
23-24	5	0,59	1,676	1,09		-1,52
	100	59,76	40,23			

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

- Résidu maximal : $p_{\max}=20,15\%$.
- Volume total : $V_T = \frac{20,15 \times 701,65}{100} + 120$

Donc : $V_T = 261,38 \text{ m}^3$

La capacité future théorique du réservoir Aguermamouche est de 250 m^3 .

➤ La capacité pratique du réservoir

$$V_T = (0,5 \times 701,65) + 120 = 470,625 \text{ m}^3$$

La capacité future pratique du réservoir Aguermamouche est de 500 m^3 , elle dépasse la capacité du réservoir existant (150 m^3), on propose de projeter un réservoir de 350 m^3 qui sera jumelé avec l'ancien.

II.2.1.3. Capacité du réservoir final

➤ La Valeur théorique de la capacité du réservoir

Le réservoir final est alimenté à partir de la SR2 par refoulement et distribue vers la partie haute du village Ait-Ali-Oumhand avec $K_{\max,h}=2,22$ et $Q_{\max,j}=282,30 \text{ m}^3/\text{j}$.

La vérification de la capacité du réservoir final est donnée dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau (II.2) : Variation du résidu dans le réservoir final

Heure	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

Tableau (II.2) : Variation du résidu dans le réservoir final (suite et fin)

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		11
15-16	5	5	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 ci-dessus on a :

- Résidu maximal : $p_{\max} = 27\%$.

- Volume total : $V_T = \frac{27 \times 282,30}{100} + 120$

Donc : $V_T = 196,221 \text{ m}^3$.

➤ La Valeur pratique de la capacité du réservoir

$$V_T = (0,5 \times 282,3) + 120 = 261,15 \text{ m}^3$$

D'après la méthode pratique, le volume futur du réservoir final est 300 m^3 . La capacité du réservoir existant est insuffisante (100 m^3), on propose de projeter un autre réservoir ayant un volume de 200 m^3 jumelé avec l'ancien.

II.2.1.4. Capacité de la bache à eau de la station de reprise SR1

La SR1 joue un rôle transitoire, son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement estimé à un quart d'heure. Le volume de la bache à eau est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{SR1} = Q_{\text{ent}} \times t = 29,74 \times 0,25 = 7,31 \text{ m}^3$$

Avec :

- Q_{ent} : débit entrant au réservoir (m^3/h) ;
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$).

La capacité de la bache à eau existante est suffisante, du moment qu'elle est de 50 m³.

II.2.1.5. Capacité de la bache à eau de la station de reprise SR2

Le dimensionnement de la bache à eau de cette station de reprise sera comme un réservoir parce qu'elle est alimentée gravitairement (24/24h) à partir du réservoir Aguermamouche, et refole vers le réservoir final (20/24h) qui assure la distribution vers la partie haute, avec $k_{\max.h}=2,22$ et $Q_{\max.j}=282,3$ m³/j. Les résultats sont représentés dans le tableau (II.3) ci- dessous.

Tableau (II.3) : Variation du résidu dans la bache à eau de la SR2

Heure	Apport%	Adduction%	Surplus%	Déficit%	Résidu%
0-1	4,16	5		-0,83	-0,83
1-2	4,16	5		-0,83	-1,66
2-3	4,16	5		-0,83	-2,5
3-4	4,16	5		-0,83	-3,33
4-5	4,16	5		-0,83	-4,17
5-6	4,16	5		-0,83	-5
6-7	4,16	5		-0,83	-5,83
7-8	4,16	5		-0,83	-6,67
8-9	4,17	5		-0,83	-7,5
9-10	4,17	5		-0,83	-8,83
10-11	4,17	5		-0,83	-9,17
11-12	4,17	5		-0,83	-10
12-13	4,17	5		-0,83	-10,83
13-14	4,17	5		-0,83	-11,67
14-15	4,17	5		-0,83	-12,5
15-16	4,17	5		-0,83	-13,33
16-17	4,17	5		-0,83	-14,16
17-18	4,17	5		-0,83	-15
18-19	4,17	0	4,16		-10,83
19-20	4,17	0	4,16		-6,67
20-21	4,17	0	4,16		-2,5
21-22	4,17	0	4,16		1,67
22-23	4,17	5		-0,83	0,83
23-24	4,17	5		-0,83	0
	100	100			

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

- Résidu maximal : $p_{\max}=16,67$ %
- $V_{SR2} = \frac{16,67 \times 282,3}{100} = 47,08$ m³

La capacité de la bache à eau de la SR2, qui est de 50 m³, est ainsi suffisante.

II.2.2. Dimensionnement des réservoirs projetés

La section circulaire est généralement choisie pour les réservoirs ayant une capacité inférieure à 10000 m³ [7], donc on choisira une section circulaire pour les réservoirs projetés.

Le diamètre du réservoir sera calculé comme suit :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times H_r}} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- D_r : diamètre du réservoir (m) ;
- V_r : volume du réservoir (m^3) ;
- H_r : hauteur de l'eau dans le réservoir, on la prend 4m.

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.4) ci-dessous.

Tableau (II.4) : Dimensionnement des réservoirs projetés

Réservoir projeté	Capacité (m^3)	Diamètre (m)
Station de pompage	100	6
Réservoir Aguermamouche	350	11
Réservoir final	200	8

II.3. Dimensionnement des conduites d'adduction

II.3.1. Tracé des conduites

Les conduites d'adduction ont été tracées le long des voies de communication en évitant les traversés de propriétés privés, on va garder le tracé existant.

II.3.2. Choix des types de conduites

Notre choix s'est porté sur le PEHD, vu les avantages qu'il présente [8] :

- Adaptabilité : son aptitude à s'adapter aux mouvements du sol et particulièrement dans les terrains potentiellement instables, au-dessus des carrières ou encore des zones sismiques.
- Résistance aux coups de bélier : la nature de la matière utilisée limite les efforts du coup de bélier par un effet d'amortissement rapide selon la formule d'Allievi.
- Ductilité : la ductilité inhérente au PEHD permet aux conduites d'absorber les impacts, les vibrations et les contraintes.
- Flexibilité : la propriété de flexibilité et l'aptitude à se déformer sans dommage permanent, permettant en outre aux conduites d'être cintrées dans le cas de tracé difficile ou de changement de direction.
- Étanchéité : le mode d'assemblage du PEHD (soudage par électro-fusion et soudage bout à bout) confère aux réseaux une étanchéité quasiment parfaite.

II.3.3. Etude technico-économique des conduites

Elle consiste à étudier le choix le plus économique en respectant les deux critères suivants :

- Le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à vitesse acceptable, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal.

II.3.3.1. Calcul du diamètre économique

- Pour les conduites de refoulement : le diamètre est déterminé par les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN : $D_1 = \sqrt{Q}$ (II.7)

- Formule de BRESSE : $D_2 = 1,5\sqrt{Q}$ (II.8)

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

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{II.9})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{II.10})$$

Avec :

- V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s ;
- D_{\min} : Le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- D_{\max} : Le diamètre maximal de la conduite (m) ;
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).

II.3.3.2. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

- V : La vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- Q : débit transporté par la conduite en (m^3/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

II.3.3.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours. On distingue deux types de pertes de charge :

- **Pertes de charge linéaires (H_L)**

Elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach [9]

$$H_L = J \times L = \lambda \times L \frac{V^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

- H_L : pertes de charge linéaires (m) ;

- J : Perte de charge linéaire par unité de longueur (m/ml) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

➤ **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADAZI [9] :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \ln\left(\frac{K}{D}\right) \right)^{-2} \quad (\text{II.13})$$

➤ **Régime transitoire**

On utilise la formule de COLEBROOK [9] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{II.14})$$

Avec :

- K : La rugosité absolue de la conduite, pour les conduites en PEHD, sa valeur est prise égale à 0.2 mm.
- Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{II.15})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- ν : Viscosité cinématique, calculé par la formule de STOCKS [10] :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,03337T + 0,000221T^2)} \quad (\text{II.16})$$

Avec :

- T : Température de l'eau en degré, à T=20°C : ν=0.01 Stocks = 10⁻⁶ m²/s [11].

➤ **Pertes de charge singulières (H_s)**

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$H_s = 0,15 \times H_L \quad (\text{II.17})$$

Avec :

- H_s : Perte de charge singulière (m) ;
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

➤ **Pertes de charge totales (H_t) :**

$$H_t = H_L + H_S = 1,15 \times H_L \quad (\text{II.18})$$

II.3.3.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{II.19})$$

II.3.3.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle se calcul par :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{II.20})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- η : Rendement de la pompe (0,7 ÷ 0,8) on prend $\eta = 75\%$.

II.3.3.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle se détermine par :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (\text{II.21})$$

Avec :

- E : Energie de consommation (Kwh /an)
- t_p : Le temps de pompage par jour ($t=20h$).

II.3.3.7. Calcul des frais d'exploitation

On utilise l'expression suivante :

$$F_{exp} = E \times e \quad (\text{II.22})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (Kwh) ;
- e_u : Prix unitaire du Kwh, fixé par la SONELGAZ (4.67 DA).

II.3.3.8. Calcul des frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P \times L \times A \quad (\text{II.23})$$

Avec :

- P : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
- A : Amortissement annuel, est donné par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \quad (\text{II.24})$$

Avec :

- i : Taux d'annuité, on prend 8% ;
- n_i : Nombre d'années d'amortissement (n_i=30ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30-1}} + 0.08 = 0.088$$

II.3.3.9. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (\text{II.25})$$

Avec :

- B_L : le bilan en (DA).

II.3.4. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

II.3.4.1. Partie adduction par refoulement

➤ Tronçon SP-SR1

Données :

- Q = 0,00812 m³/s.
- L=637 m.

En appliquant les deux formules de BONNIN et BRESSE, on aura les diamètres suivants :
D₁=0.090 m et D₂= 0.135 m

On opte pour le PEHD PN16 comme matériau, les diamètres normalisés sont : 110, 125 et 160 mm.

Le prix unitaire de ces conduites est donné dans l'annexe (3).

La variation de la H_{mt} en fonction des diamètres est donnée dans le tableau (II.5) ci-dessous.

Tableau (II.5) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SP-SR1

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H_t (m)	H_g (m)	H_{mt} (m)
0,11	0,09	0.00812	1,28	114874,50	673	0,025466	17,21	116,5	133,71
0,125	0,1022	0.00812	0,99	101161,50	673	0,024963	8,94	116,5	125,44
0,16	0,1308	0.00812	0,60	79042,09	673	0,032622	3,40	116,5	119,90

Les variations des frais d'exploitation et d'amortissement sont données dans le tableau (II.6) suivant :

Tableau (II.6) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP-SR1

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	P_a (Kw)	E(Kwh)	F_{exp} (DA)	Prix ml(DA)	A	F_{am} (DA)
0,11	0,09	14,201	103670,81	484142,68	807,07	0.088	45652,3999
0,125	0,1022	13,322	97253,845	454175,46	1044,89	0,088	59104,83
0,16	0,1308	12,735	92962,464	454175,46	1707.75	0.088	96599,903

Le tableau (II.7) nous renseigne sur le bilan général en fonction des diamètres.

Tableau (II.7) : Calcul du bilan du tronçon SP-SR1

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
0,11	1,28	484142,68	45652,3999	529795,08
0,125	0,99	454175,46	59104,83	513280,29
0,16	0,60	454175,46	96599,903	530734,61

D'après ce tableau on trouve que le diamètre le plus économique est 125 mm avec une vitesse acceptable de 0,99 m/s.

➤ **Tronçon SR1-Réservoir Aguermamouche**

Données :

- Q = 0,00812 m³/s ;
- L=400 m.

En appliquant les deux formules de BONNIN et BRESSE, on aura les diamètres suivants :

D₁= 0,090 m et D₂=0,135 m.

On opte pour le PEHD PN16 comme matériau, les diamètres normalisés sont : 110, 125 et 160 mm. Le tableau (II.8) donne la variation de la H_{mt} en fonction des diamètres.

Tableau (II.8) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SRI-RV tampon

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	R_e	L(m)	λ	H_t (m)	H_g (m)	H_{mt} (m)
0,11	0,09	0.00812	1,28	114874,5	400	0,025466	10,81	149,9	160,71
0,125	0,1022	0.00812	0,99	101161,5	400	0,024963	5,66	149,9	155,51
0,16	0,1308	0.00812	0,60	79042,09	400	0,032622	2,13	149,9	152,04

Les variations des frais d'exploitation et d'amortissement sont données dans le tableau (II.9) suivant :

Tableau (II.9) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SRI-RV tampon

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	P_a (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)	Prix ml(DA)	A	F_{am} (DA)
0,11	0,09	17,068	124601,79	5811890,38	807,07	0.088	28667,126
0,125	0,1022	16,517	120572,3	563072,65	1044,89	0.088	37114,493
0,16	0,1308	16,148	117877,56	550488,22	1707,75	0.088	60659,28

Le tableau (II.10) nous renseigne sur le bilan général en fonction des diamètres.

Tableau (II.10) : Calcul du bilan du tronçon SRI-RV tampon

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
0,11	1,28	5811890,38	28667,126	610557,5
0,125	0,99	563072,65	37114,493	600187,15
0,16	0,60	550488,22	60659,28	611147,48

D'après ce tableau on trouve que le diamètre le plus économique est 125 mm avec une vitesse acceptable de 0.99 m/s.

➤ **Tronçon SR2-Réservoir final**

Données :

- Q = 0,0033 m³/s.
- L=738 m.

En appliquant les deux formules de BONNIN et BRESSE, on aura les diamètres suivants :

$$D_1 = 0.057\text{m} ; D_2 = 0.086\text{m}$$

On opte pour le PEHD PN16 comme matériau, les diamètres normalisés sont : 63,75 et 90 mm

La variation de la H_{mt} en fonction des diamètres est donnée dans le tableau (II.11) ci-dessous.

Tableau (II.11) : Calcul de la H_{mt} du tronçon SR2-RV final

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H_t (m)	H_g (m)	H_{mt} (m)
0,063	0,0488	0,0033	1,76	86100,815	738	0,029829	82,308	155,45	237,76
0,075	0,0582	0,0033	1,24	72193,995	738	0,028796	32,932	155,45	188,38
0,09	0,0736	0,0033	0,78	57088,186	738	0,027749	9,812	155,45	165,26

Les variations des frais d'exploitation et d'amortissement sont données dans le tableau (II.12) suivant :

Tableau(II.12) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-RV final

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	P_a (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)	Prix ml (DA)	A	F_{am} (DA)
0,063	0,0488	10,263	74916,982	349862,31	333,27	0,088	21840,649
0,075	0,0582	8,131	59358,704	277205,63	468,17	0,088	30681,24
0,09	0,0736	7,133	52073,767	243183,67	543,95	0,088	35647,437

Le tableau (II.13) nous renseigne sur le bilan général en fonction des diamètres.

Tableau (II.13) : Calcul du bilan du tronçon SR2-RV final

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
0,063	1,76	410545,06	21840,649	432385,71
0,075	1,24	32525,7	30681,24	355966,94
0,09	0,78	243183,67	35647,437	321010,72

D'après ce tableau, on trouve que le diamètre le plus économique est 90 mm avec une vitesse acceptable de 0,78 m/s.

II.3.4.2. Adduction gravitaire réservoir Aguermamouche-station de reprise SR2

Le dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire est conditionné par les pertes de charge, étant donné que les pertes de charge réelles entre les deux réservoirs en question représentent la différence de niveau des plans d'eau, en d'autres termes la valeur de la hauteur géométrique (H_g) [7]. De ce fait, le diamètre à prendre en considération pour ce tronçon doit générer des pertes de charge (ΔH) inférieures ou égales à cette hauteur géométrique :

$$\Delta H \leq H_g$$

Dans ce cas, en fonction du débit véhiculé, on peut choisir une gamme de diamètre ayant des vitesses d'écoulement variant entre 0.5 et 1,5 m/s ; ainsi, pour chaque diamètre, des pertes de charge peuvent être calculées en fonction de la longueur du tronçon. Le choix des diamètres nécessaires pour la conduite se fera en choisissant les diamètres générant des pertes de charges (ΔH) inférieures mais proche de la charge disponible (H_g) tout en évitant que la ligne piézométrique coupe le terrain naturel du tracé de la conduite.

- Le débit véhiculé : $Q = 3,30$ l/s
- La longueur totale : $L = 965,7$ m
- Côte radier de départ : $CR = 704,30$ m

- Côte trop plein d'arrivée : CTP = 664,05 m

Vu le profil topographique qui présente des bas-fonds importants et afin d'éviter que la charge disponible dépasse la pression nominale de la conduite, nous avons procédé à la vérification des gammes de conduites qui nous permettent de nous y installer dans l'intervalle des vitesses.

Le tableau (II.1) ci-dessous, nous montre les différents paramètres hydrauliques en fonction des diamètres, notamment la charge disponible en certains points les plus défavorables du profil.

En traçant les lignes piézométriques correspondantes aux trois diamètres (Figure (II.1)), nous remarquons que le profil correspondant au diamètre $\Phi 63$ PN10 coupe le terrain naturel et présente une pression négative au point d'arrivée (SR2).

Les diamètres $\Phi 75$ PN10 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 11,40 m au point d'arrivée (SR2).

Le diamètre $\Phi 90$ PN10 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 30,75 m au point d'arriver (SR2).

On opte alors pour la conduite $\Phi 75$ PEHD PN10.

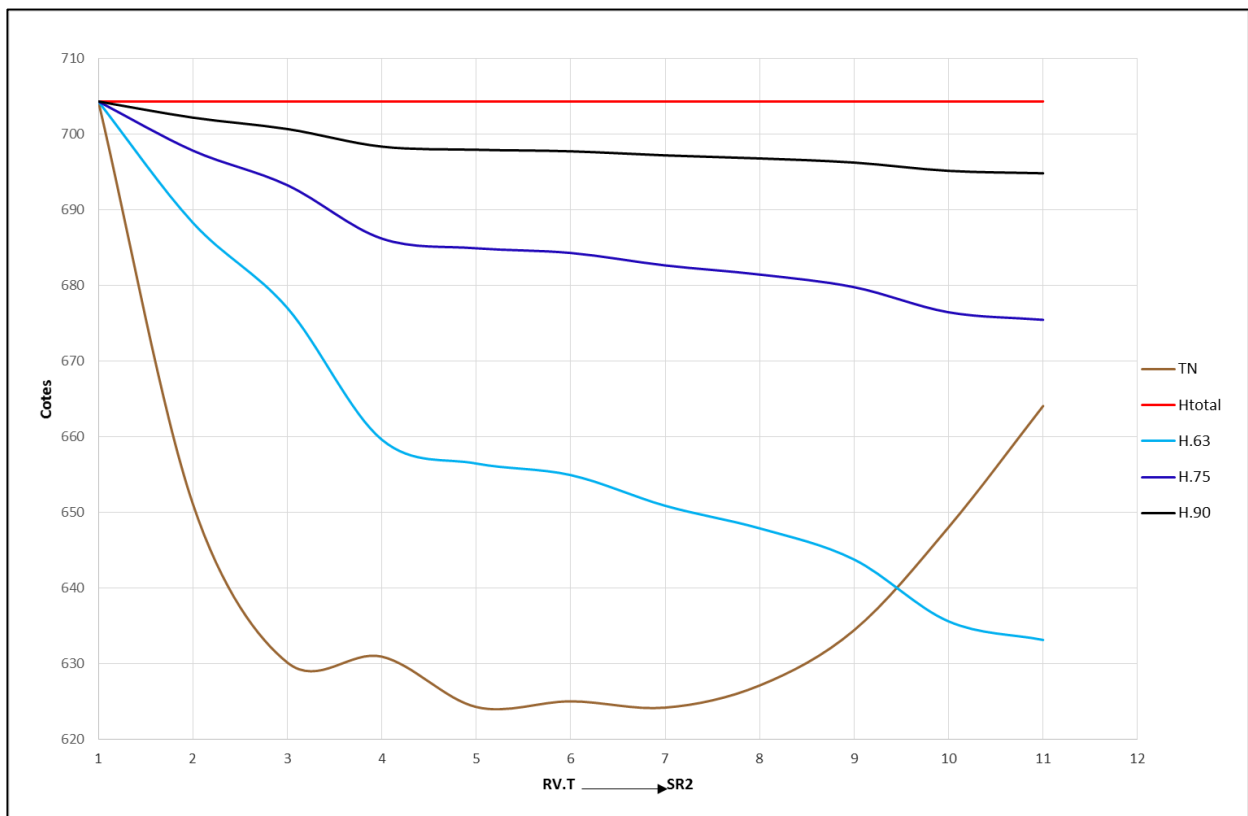


Figure (II.1) : Variation de la charge disponible en fonction des diamètres

Tableau (II.14) : Calcul des charges disponibles sur les points du profil en fonction de la gamme des diamètres

N°	CTN	Hg (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	D _{ext} =63 mm			D _{ext} =75 mm			D _{ext} =90 mm		
					V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)
RV.A	704,3	0	0	0,0033	1,46	0	0	1,03	0	0	0,67	0	0
8	644,6	59,7	234,2	0,0033	1,46	16,02	43,68	1,03	6,50	53,20	0,67	2,14	57,56
13	629,88	74,42	398,8	0,0033	1,46	27,29	47,13	1,03	11,06	63,36	0,67	3,64	70,78
20	630,91	73,39	653,2	0,0033	1,46	44,69	28,70	1,03	18,12	55,27	0,67	5,97	67,42
23	625,17	79,13	699,3	0,0033	1,46	47,85	31,28	1,03	19,40	59,73	0,67	6,39	72,74
25	624,09	80,21	721,6	0,0033	1,46	49,37	30,84	1,03	20,02	60,19	0,67	6,59	73,62
27	627,42	76,88	780,9	0,0033	1,46	53,43	23,45	1,03	21,66	55,21	0,67	7,13	69,75
30	632,29	72,01	824,5	0,0033	1,46	56,41	15,60	1,03	22,87	49,14	0,67	7,53	64,48
32	636,47	67,83	884,7	0,0033	1,46	60,53	7,30	1,03	24,54	43,29	0,67	8,08	59,75
38	649,7	54,6	1004,2	0,0033	1,46	68,71	-14,11	1,03	27,86	26,74	0,67	9,17	45,43
SR2	664,05	40,25	1040	0,0033	1,46	71,16	-30,91	1,03	28,85	11,40	0,67	9,50	30,75

Le récapitulatif des résultats est illustrée sur la figure (II.2) qui présente le schéma général de l'adduction proposée.

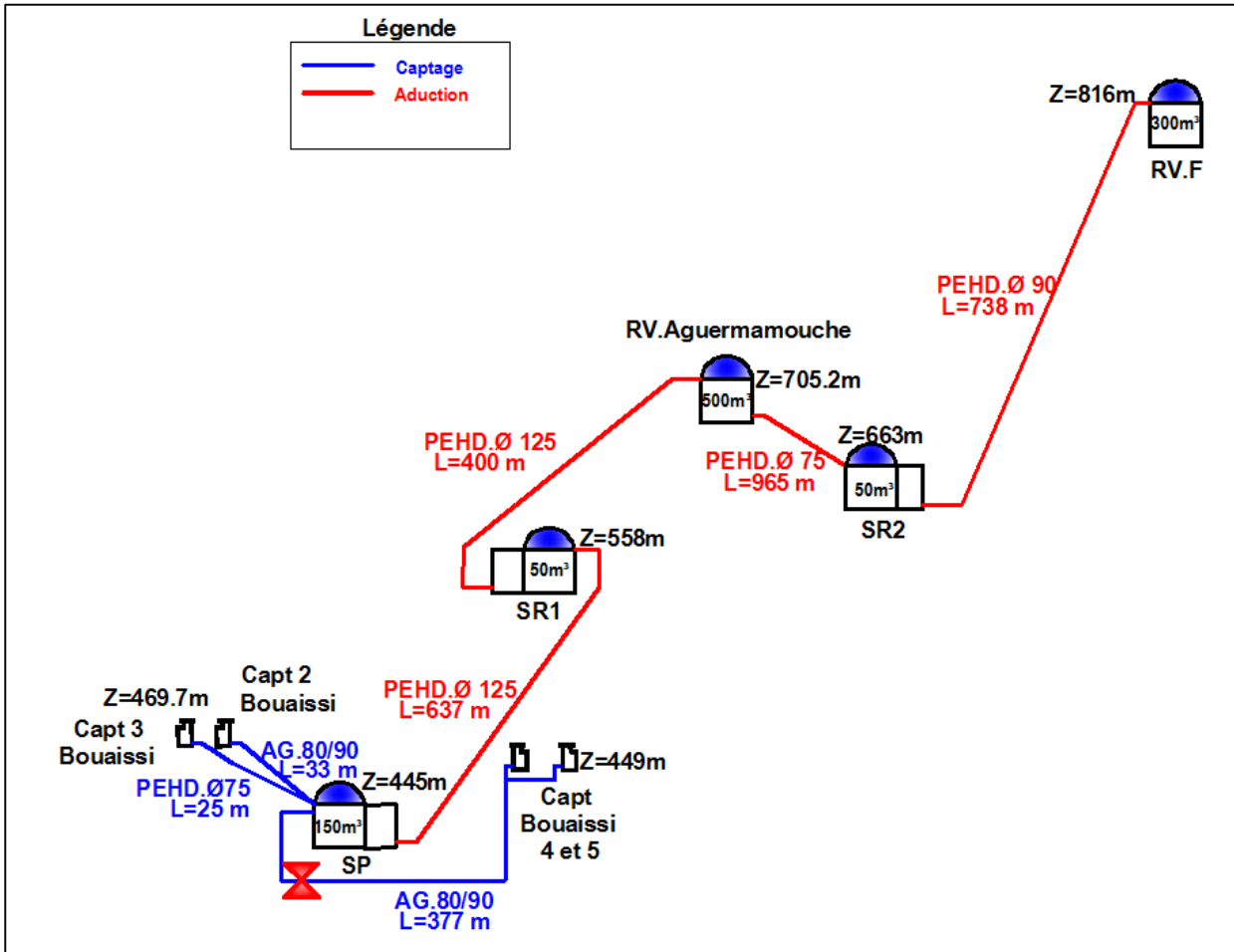


Figure (II.2) : Schéma général de l'adduction

II.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la capacité des réservoirs existants, lors de cette vérification nous avons constaté que les capacités des bâches d'aspiration de la première et la deuxième station de reprise sont suffisantes ; par contre les volumes de la bâche à eau de la station de pompage, le réservoir Aguermamouche et le réservoir final sont insuffisants. Ainsi, on a projeté une bâche à eau d'un volume de 100 m³, deux réservoirs de capacités 350 m³ et 200 m³ respectivement.

La nature du sol de la zone d'étude nous a imposé le choix du PEHD comme matériau car il est caractérisé par son adaptabilité au mouvement du terrain. Le dimensionnement des conduites d'adduction était basé sur l'étude technico-économique.

Chapitre III

Pompes et protection anti-bélier

III.1. Introduction

Dans ce présent chapitre nous allons choisir les pompes qui conviennent aux caractéristiques des conduites. Ensuite, on va assurer la protection des installations, cela en analysant le phénomène du coup de bélier qui peut apparaître sur la chaîne d'adduction.

III.2. Les Pompes

La pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler à une région à plus grande pression. Le rôle d'une pompe consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance.

III.2.1. Choix des pompes

Le choix du type des pompes à installer se fait de façon à [7] :

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

Pour les deux stations de reprise et la station de pompage de la zone d'étude, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal multicellulaires vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

III.2.2. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

III.2.2.1. Hauteur manométrique (Hmt)

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

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (III.1)$$

Avec :

- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

III.2.2.2. Le débit (Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

III.2.2.3. La vitesse de rotation (N)

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

III.2.2.4. La puissance absorbée par la pompe (P_a)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (Kw). Sa loi est déjà définie dans la partie précédente.

III.2.2.5. Le rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a . Il est calculé comme suit :

$$\eta = \frac{p_u}{p_a} \quad (III.2)$$

III.2.3. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

- La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$) : elle présente la variation des différentes hauteurs d'élévations en fonction du débit.
- La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$) : elle présente la variation des différents rendements en fonction du débit.
- La courbe des puissances absorbées-débit ($P_a = f(Q)$) : cette courbe présente la variation des puissances absorbées en fonction du débit.

III.2.4. Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H=f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c=f(Q)$) (Figure (III.1)).

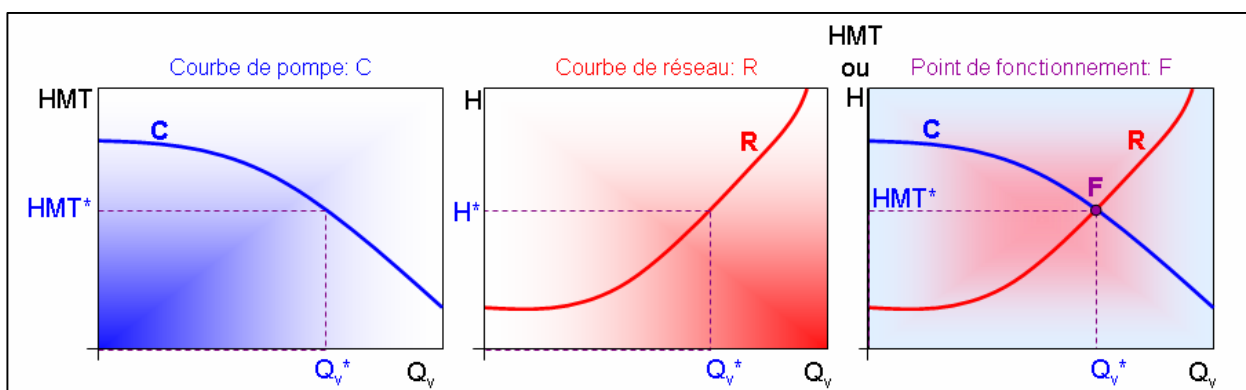


Figure (III.1) : Le point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications à savoir :

III.2.4.1. Première variante : modification du temps de pompage

Consiste à chercher le nouveau temps de pompage à l'aide de la formule suivante :

$$Q \times t'_p = 20 \times Q_1 \quad (III.3)$$

D'où :

$$t'_p = \frac{20 \times Q_1}{Q} \quad (III.4)$$

III.2.4.2. Deuxième variante : régulation par étouffement (le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 , la puissance absorbée sera :

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

Avec :

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

Où :

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

III.2.4.3. Troisième variante : Rognage de la roue

Si le débit est plus grand que nécessaire, on garde la vitesse de rotation invariable et on procède à un changement au niveau du diamètre de la roue, afin de diminuer le débit et ajuster le point de fonctionnement. On aura :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = (1-m) \times 100 \text{ (\%)} \quad (\text{III.8})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{III.9})$$

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

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N' , en traçant une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P1 (Q_1, H_1) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3), comme l'illustre la figure (III.2).

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (tr/min)} \quad (\text{III.10})$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{III.11})$$

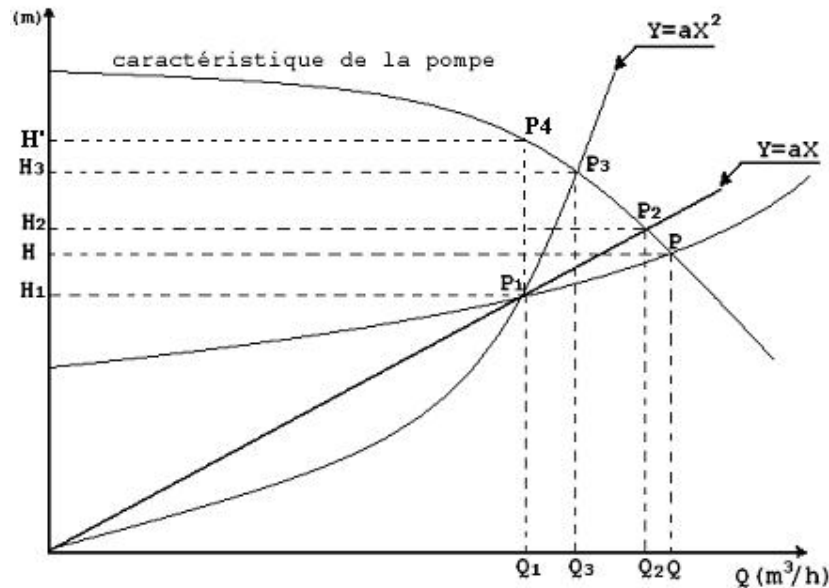


Figure (III.2) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

III.2.5. Etude de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe [7], qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement sans cavitation, il faut vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (III.12)$$

➤ *pour l'alimentation en charge*

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

➤ *Pour l'alimentation en dépression*

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \times \rho)) - H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (III.14)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $P_0 / (g \times \rho)$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. Dans notre étude on prend $T = 20 \text{ °C}$ (Tableau (III.1)).

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

T(C°)	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
T _v (m)	0,06	0,125	0,238	0,432	0,752	1,25	2,03	3,17	4,82	7,14	10,33

III.2.6. Choix des pompes du projet

Dans l'étude présente, on a à choisir 3 pompes, à savoir :

- La pompe de la station de pompage de Bouaissi ;
- La pompe de la station de reprise SR1 qui assure le refoulement vers le réservoir Aguermamouche ;
- La pompe de la station de reprise SR2 qui assure le refoulement vers le réservoir final.

III.2.6.1. La pompe de la station de pompage de Bouaissi

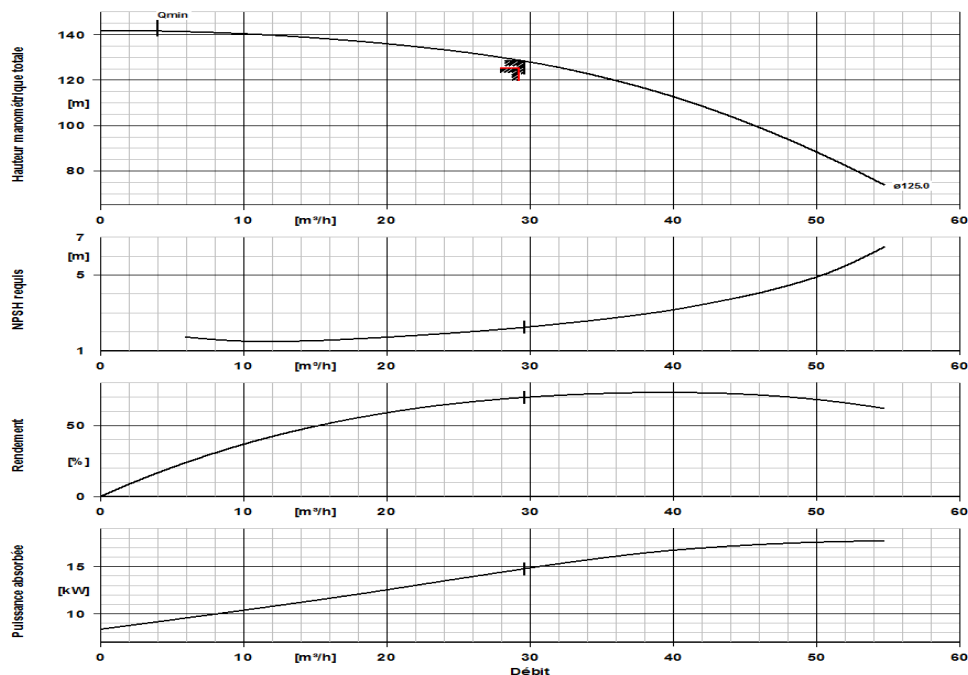
- Caractéristiques de la conduite : $Q = 29,24 \text{ m}^3/\text{h}$; Hmt=125,44 m ; Hg =116,5 m.
- Caractéristiques de la pompe :

Le choix de la pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de la station de pompage est effectué à partir de l'exploitation du logiciel KSB, dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'annexe (4) et dans le tableau (III.2) ci-après.

Tableau (III.2) : Caractéristiques de la pompe de la SP

N (rpm)	η (%)	Q (m ³ /h)	Hmt (m)	(NPSH) _r (m)	P _a (Kw)
2958	69,8	29.58	128,39	2,23	14,76

On remarque que le point de fonctionnement (29,58 ; 128,39) ne coïncide pas avec le point désiré (29,24 ; 125,44), par conséquent, cette pompe nécessite certaines modifications, comme l'illustre la figure (III.3).

**Figure (III.3) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la SP**

Dans le but d'augmenter les pertes de charge, nous étudions la 2^{ème} variante qui est la régulation par étouffement (le vannage).

La valeur des pertes de charge créées par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 128,4 - 125,44$$

$$h = 2,96 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 128,4 \times 0,00812}{0,698}$$

$$P_a = 14,65 \text{ Kw}$$

➤ Etude de la cavitation

$$NPSH_r = 2,23 \text{ m}$$

$$NPSH_d = (P_0 / \rho \times g) + H_a - (J_{asp} + T_v)$$

Avec :

- $H_a = 2,1 \text{ m}$;
- $J_{asp} = 0$, car la pompe est presque située au même niveau du radier ;

$$(P_0 / \rho \times g) = 10,33 - (0,0012 \times Z)$$

Avec :

- Z : altitude de la bache d'aspiration, dans notre cas $Z = 444 \text{ m}$

$$D'où, NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \times 444 + 2,1 - (0 + 0,238) = 11,65 \text{ m.}$$

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

III.2.6.2. La pompe de la station de reprise SR1

➤ Caractéristiques de la conduite : $Q = 29,24 \text{ m}^3/\text{h}$; $H_{mt} = 155,51 \text{ m}$; $H_g = 149,9 \text{ m}$.

➤ Caractéristiques de la pompe :

Le choix de la pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de la SR1 est effectué à partir de l'exploitation du logiciel KSB, dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'annexe (5) et dans le tableau (III.3) ci-après.

Tableau (III.3) : Caractéristiques de la pompe de la SR1

N (rpm)	η (%)	Q (m ³ /h)	Hmt (m)	(NPSH) _r (m)	P _a (Kw)
2948	74,7	31,10	156,25	4,42	17,69

On remarque que le point de fonctionnement (31,10 ; 156,25) ne coïncide pas avec le point désiré (29,24 ; 155,51). Par conséquent, cette pompe nécessite certaines modifications (Figure (III.4)).

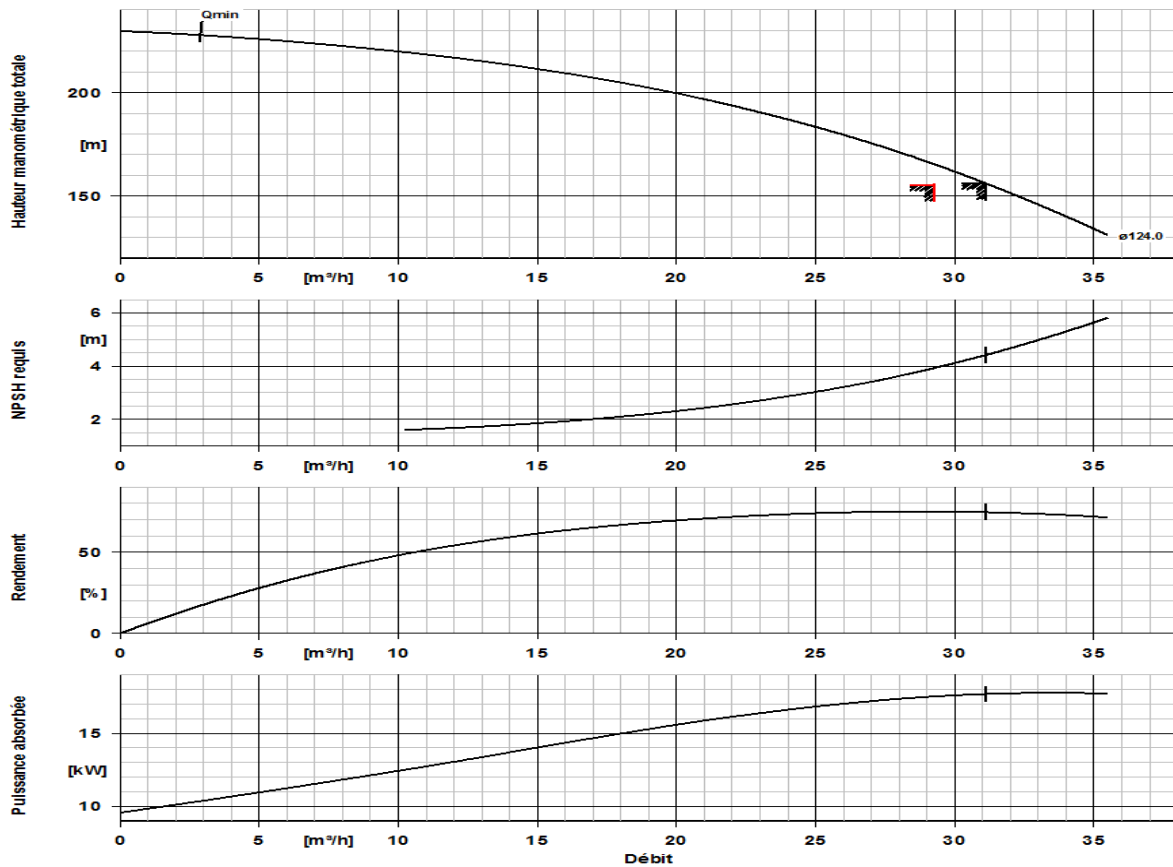


Figure (III.4) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la SR1

Dans le but d'augmenter les pertes de charge, nous étudions la 2^{ème} variante qui est la régulation par étouffement (le vannage)

La valeur des pertes de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 159,5 - 155,5$$

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

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 159,9 \times 0,00812}{0,747}$$

$$P_a = 17,05 \text{ kw}$$

➤ Etude de la cavitation

$$NPSH_r = 4,42$$

$$NPSH_d = (p_0 / \rho \times g) + H_a - (J_a + T_v)$$

Avec :

- $H_a = 2,21 \text{ m}$;
- $J_a = 0$, car la pompe est presque située au même niveau du radier.

$$(P_0 / \rho \times g) = 10,33 - (0,0012 \times Z)$$

Avec :

- Z : altitude de la bache d'aspiration, dans notre cas Z= 557,79 m

D'où, $NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \times 557,79 + 2,21 - (0 + 0,238) = 11,57$ m.

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

III.2.6.3. La pompe de la station de reprise SR2

- Caractéristiques de la conduite : Q = 11,76 m³/h ; Hmt=165,26 m ; Hg =155,45 m.
- Caractéristiques de la pompe :

Le choix de la pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de la SR2 est effectué à partir de l'exploitation du logiciel KSB, dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'annexe (6) et dans le tableau (III.4) ci-après.

Tableau (III.4) : Caractéristiques de la pompe de la SR2

N (rpm)	η (%)	Q (m ³ /h)	Hmt (m)	(NPSH) _r (m)	P _a (Kw)
2921	64,5	11,90	165,50	1,53	8,31

On remarque que le point de fonctionnement (11,90 ; 165,50) coïncide avec le point désiré (11,76 ; 165,25), par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification (Figure (III.5)).

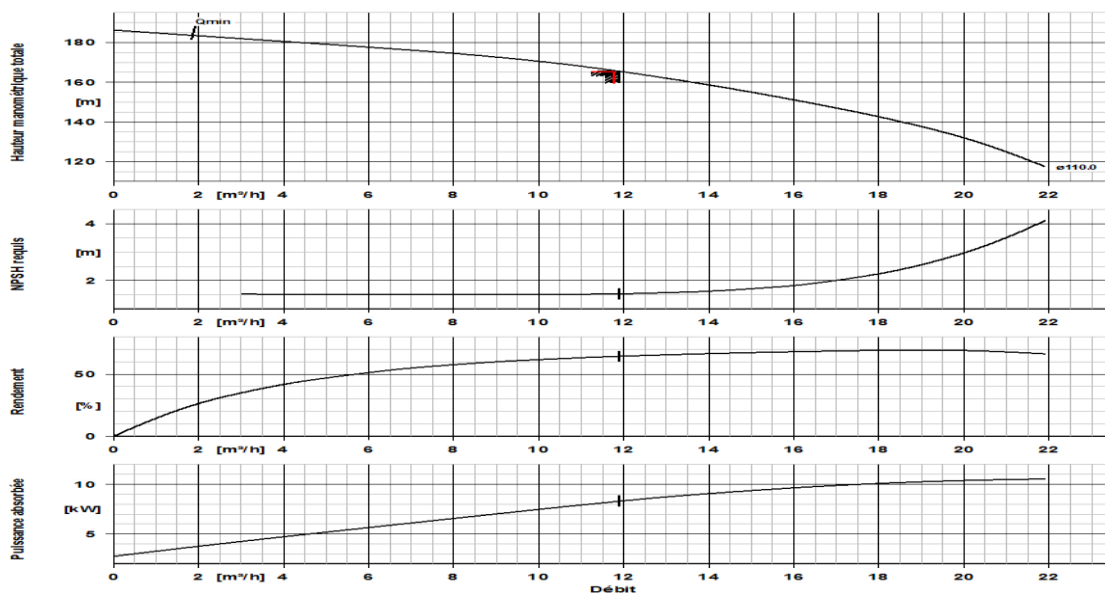


Figure (III.5) : Les courbes caractéristiques de la pompe de la SR2

➤ Etude de la cavitation

$$NPSH_r = 1,53 \text{ m}$$

$$NPSH_d = (P_0/\rho \times g) + H_a - (J_a + T_v)$$

Avec :

- $H_a = 2,18 \text{ m}$;
- $J_a = 0$, car la pompe est presque située au même niveau du radier.

$$(P_0/\rho \times g) = 10,33 - (0,0012 \times Z)$$

Avec :

- Z : altitude de la bache d'aspiration, dans notre cas $Z = 661,87 \text{ m}$

D'où :

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \times 661,87 + 2,18 - (0 + 0,238) = 11,48 \text{ m.}$$

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

III.3. Etude du coup de bélier

Le coup de bélier, en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci. Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, 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 onde). Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire [12].

III.3.1. Causes du coup de bélier

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants [7] :

- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturations placées au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.

III.3.2. Conséquences du coup de bélier

Les principales conséquences sont :

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

III.3.3. Les dispositifs de protection

Les dispositifs de protection contre le coup de bélier sont les suivants [7] :

III.3.3.1. Les volants d'inertie

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres ; de plus grandes conduites, nécessiteraient des volants de taille exagérée et impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop important.

III.3.3.2. Cheminé d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions.

III.3.3.3. Les Soupapes de décharge

Les soupapes de décharges sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable [7]. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure (5%) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

III.3.3.4. Les ventouses

Le rôle principal des ventouses est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange.

III.3.3.5. Réservoir d'air

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

III.3.4. Définition des pressions

La pression est une notion physique fondamentale parfaitement définie comme étant le rapport d'une unité de force sur une unité de surface.

En hydraulique, la notion de pression est largement utilisée, mais elle est complexe car elle comprend plusieurs définitions selon les normes, les règles de l'art ou les régimes d'écoulement auxquelles on se réfère, on distingue [13] :

III.3.4.1. Pression maximale de service

La Pression Maximale de Service (PMS) est la pression dynamique la plus élevée en régime permanent sur le réseau. Si cette pression est invariable dans le temps, la pression dynamique devient la Pression de Service (PS).

III.3.4.2. Pression de service

La Pression de Service (PS) est la pression dynamique d'un réseau lorsque ce dernier n'a qu'un seul régime de fonctionnement. Ces conditions sont rarement atteintes, le régime est souvent variable, ce terme de pression est donc à proscrire notamment auprès des fournisseurs.

III.3.4.3. Pression statique

La pression statique est la pression supportée par le tuyau à débit nul. Cette pression est facile à définir lorsqu'il s'agit d'un simple refoulement sur un réservoir et particulièrement difficile à définir dans le cas d'un refoulement-distribution.

III.3.4.4. Pression de fonctionnement admissible

La Pression de Fonctionnement Admissible (PFA) est la pression hydrostatique maximale à laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service.

III.3.4.5. Pression nominale

La Pression Nominale (PN) est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie) comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. Cette pression varie dans le temps et selon la température, il faut donc prendre beaucoup de précaution lorsque l'on utilise cette notion pour dimensionner un réseau. Lorsque des paramètres, connus ou mal connus, ajoutent leurs effets à ceux de la pression statique, la durée de vie de la canalisation risque de s'en trouver diminuée par rapport aux conditions de références normalisées.

III.3.4.6. Pression maximale admissible

Selon la norme EN 805, la Pression Maximale Admissible (PMA), est la pression y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de façon intermittente en service.

Remarque :

Pour les conduites en PEHD le coefficient de sécurité de la conduite peut aller jusqu'à 25%.

III.3.5. Valeurs numériques du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement et gravitaires, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression maximale admissible PMA.

III.3.5.1. Calcul de la célérité d'ondes

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{k_c \times D_{int}}{e}}} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- $K = 83$ pour le PEHD.

III.3.5.2. Cas de fermeture brusque

Le temps de fermeture est tel que : $T_f \leq 2L/a$.

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la relation de JOUKOWSKI :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

➤ La valeur maximale de la pression (surpression) est :

$$H_{sr} = H_0 + B \quad (\text{III.17})$$

➤ la valeur minimale de la pression (dépression) est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{III.18})$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- H_g : La hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : La pression atmosphérique.

III.3.5.3. Cas de fermeture lente

Le temps d'une fermeture lente est supérieure à $2L/a$: $T_f > 2L/a$.

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

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

Remarque :

La valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture lente est moins importante que celle de la fermeture brusque. Donc, on s'intéressera au cas de la fermeture brusque, pour lequel on fera les calculs.

III.3.6. Calcul de coup de bélier pour les différents tronçons

Les résultats de calcul des dépressions et surpressions au niveau des quatre tronçons étudiés sont donnés dans le tableau (III.5) ci-après :

Tableau (III.5) : Tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons

Tronçons	Caractéristiques de la conduite				a (m/s)	H ₀ (m)	B (m)	Hsr (m)	Hd (m)	PN (bar)	PMA (bar)
	Dext (mm)	L (m)	e (mm)	V (m/s)							
SP-SR1	125	637	11,4	0,99	351,70	126,5	35,49	161,99	91,01	16	20
SR1-RV.Agu	125	400	11,4	0,99	351,70	159,9	35,49	195,39	124,41	16	20
SR2-RV.F	90	738	8,2	0,78	351,50	165,4	27,79	193,19	137,61	16	20
RV.T- SR2	63	965	3	1,29	245,57	50,25	32,29	82,54	17,96	06	20

Pour tous les tronçons, les surpressions et les dépressions ont des valeurs acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites.

III.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal pour la station de pompage et les deux stations de reprise. A l'aide du logiciel KSB, nous avons déterminé les pompes qui ont des caractéristiques (Q, Hmt, NPSH) adaptées aux caractéristiques du réseau, et nous avons apporté des modifications à la pompe de la station de pompage et la première station de reprise pour assurer son bon fonctionnement.

Enfin, l'analyse du phénomène du coup de bélier nous a montré que le système d'adduction ne nécessite pas une protection anti-bélier.

Chapitre IV

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau et dimensionné le système de production, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau, dans le but de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. A cet effet, le réseau de distribution sera dimensionné en exploitant le logiciel EPANET.

IV.2. Description du réseau de distribution

Le réseau de distribution est entièrement gravitaire, sa structure est de type ramifié c'est-à-dire que l'eau circule dans les tronçons en suivant un seul sens d'écoulement. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique [6]. Il prend naissance à partir du réservoir Aguermamouche qui serve la partie basse, il est disposé à une altitude de 705,2 m. La partie haute est alimenté à partir du réservoir final situé à une altitude de 816,5 m.

IV.3. Choix du type de la conduite

Notre choix s'est porté sur le PEHD PN 10 en raison de ses critères d'ordre techniques et économiques présentés dans la partie adduction.

IV.4. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour objectif la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations, c'est-à-dire le diamètre, la pression, la vitesse d'écoulement et le débit. On procédera en trois étapes au dimensionnement du réseau de distribution.

IV.4.1. Première étape

En exploitant le plan topographique à l'aide du logiciel COVADIS 2004, on a procédé à :

- La conception et au tracé du réseau de la conduite principale, les conduites secondaires et tertiaires d'une manière à éviter la traversée des propriétés privées, donc le long des routes et des sentiers, afin de faciliter la pose et la maintenance ultérieure des installations.
- L'emplacement des nœuds de demandes en chaque intersection et en cas d'agglomération des ménages, d'une moyenne d'un nœud pour cinq ménages.
- L'extraction des longueurs des tronçons et les altitudes des nœuds de demande.

IV.4.2. Deuxième étape

Elle a pour but de déterminer les débits tronçons, ce débit est automatiquement calculé par EPANET. Cela en ayant introduit au départ quelques données.

La demande de base à introduire au niveau des nœuds représente un débit d'extrémité qui doit être transité par le tronçon. Il peut être calculé par deux méthodes

- Soit proportionnellement au nombre de ménages desservis par le tronçon, calculé suivant la formule ci-après :

$$Q_n = Q_s \times \text{nombre de ménages} \quad (\text{IV.1})$$

Où :

- Q_n : débit en nœud (l/s) ;
- Q_s : débit spécifique (l/s/ménages), exprimé par la formule suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\text{nombre de ménages}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- Q_S : débit spécifique (l/s/ménage) ;
- Q_P : débit de pointe (l/s).

- Soit proportionnellement à la longueur du tronçon, calculé comme suit :

$$Q_n = Q_{S'} \times L_i \quad (IV.3)$$

Où :

- Q_r : débit en nœud (l/s) ;
- L_i : la longueur du tronçon concerné ;
- $Q_{S'}$: débit spécifique (l/s/m), exprimé par la formule suivante :

$$Q_{S'} = \frac{Q_P}{\sum L_i} \quad (IV.4)$$

D'où :

- $Q_{S'}$: débit spécifique (l/s/m) ;
- $\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons du réseau.
- Q_P : débit de pointe (l/s), il peut être exprimé par la formule suivante :

$$Q_P = Q_{\max,j} \times P_g \quad (IV.5)$$

Avec :

- Q_P : débit de pointe (m^3/h) ;
- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- P_g : plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

Afin de déterminer le débit de pointe, une estimation des besoins des deux parties a été élaborée au premier chapitre. Un récapitulatif des besoins de la zone d'étude est représenté dans le tableau (IV.1).

Tableau (IV.1) : Débit de pointe des deux parties de la zone d'étude

Zone	Nombre d'habitants		α_{\max}	β_{\max}		$K_{\max,h}$		P_g (%)		Q_P (m^3/h)		Q_P (l/s)	
	2019	2049		2019	2049	2019	2049	2019	2049	2019	2049	2019	2049
Basse	1525	2056	1,2	1,79	1,688	2,15	2,02	8,5	8,5	26,44	35,65	7,34	9,9
Haute	1017	1371		1,99	1,85	2,39	2,22	10,4	8,5	21,78	23,99	6,05	6,66
Total	2542	3427		1,597	1,738	1,91	2,08	7,9	8,5	41,12	59,64	13,39	16,56

En raison de l'emplacement homogène des ménages par rapport à chaque tronçon sur le plan topographique, Alors le débit qu'il faut introduire dans chaque nœud est proportionnel à la longueur du tronçon à l'amont et sera calculé à partir de la formule (IV.3).

Les données à introduire pour la première simulation sont représentées dans le tableau (1) de l'annexe (7).

Lors des simulations, une vérification des performances hydrauliques du réseau de distribution est obligatoire. A cet effet, les vitesses d'écoulement dans tout le réseau doivent être comprises entre 0,5 et 1,5 m/s, tandis que la pression de service doit être comprise entre 1 et 6 bars.

L'analyse de la première simulation nous a amené à redimensionner les conduites car les conditions n'étaient pas respectées.

IV.4.3. Troisième étape

Elle consiste à chercher les diamètres permettant de satisfaire les conditions d'écoulements dans le réseau de distribution. Afin d'éviter les éventuelles itérations à effectuer pour chercher la meilleure combinaison entre le diamètre, la vitesse et la pression, une méthode de calcul plus rapide a été suivie. Cette méthode est basée sur le choix d'une vitesse idéale d'écoulement, soit 1 m/s. Ensuite, on procède au calcul des diamètres des canalisations à partir de leurs débits tronçons respectifs calculés par EPANET durant la première simulation. Le diamètre est calculé suivant la formule ci-après :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Qt}{V \times \pi}} \quad (\text{IV.6})$$

Où :

- D : diamètre de la conduite (m) ;
- Qt : débit tronçon calculé par EPANET (m³/s) ;
- V : vitesse d'écoulement dans la canalisation (m/s).

Les diamètres ainsi calculés devront être introduits à EPANET afin de procéder à la seconde simulation.

Les résultats de la seconde simulation sont représentés dans les tableaux (2) et (3) de l'annexe (7).

On a constaté pendant l'analyse de la simulation que :

- **La partie haute** : certaines vitesses enregistrées au niveau du réseau de distribution sont inférieures aux normes exigées. Et que des pressions supérieures au seuil autorisé ont été enregistrées. Afin d'y remédier, un régulateur de pression de consigne 40 m a été placé sur la conduite N°75.

D'après l'analyse de la simulation, on constate que le réseau de distribution de la partie haute peut transiter le débit de pointe en respectant les conditions d'écoulement.

- **La partie basse** : la plupart des vitesses enregistrées au niveau du réseau de distribution sont acceptables et certaines sont inférieures aux normes exigées.
On a constaté que 20% des pressions enregistrées sont aux normes, elles varient de 32 m à 58 m, les 80% qui restent sont supérieures au seuil autorisé dont 44% supérieures à 100 m, et la pression maximale atteint 153,8 m.

Nous concluons que l'agglomération de la partie basse présente des différences de niveau importantes. Ainsi, on a opté pour une distribution étagée.

IV.4.4. Quatrième étape

La distribution étagée nous amène à un nouveau schéma synoptique représenté sur la figure (IV.1) ci-dessous.

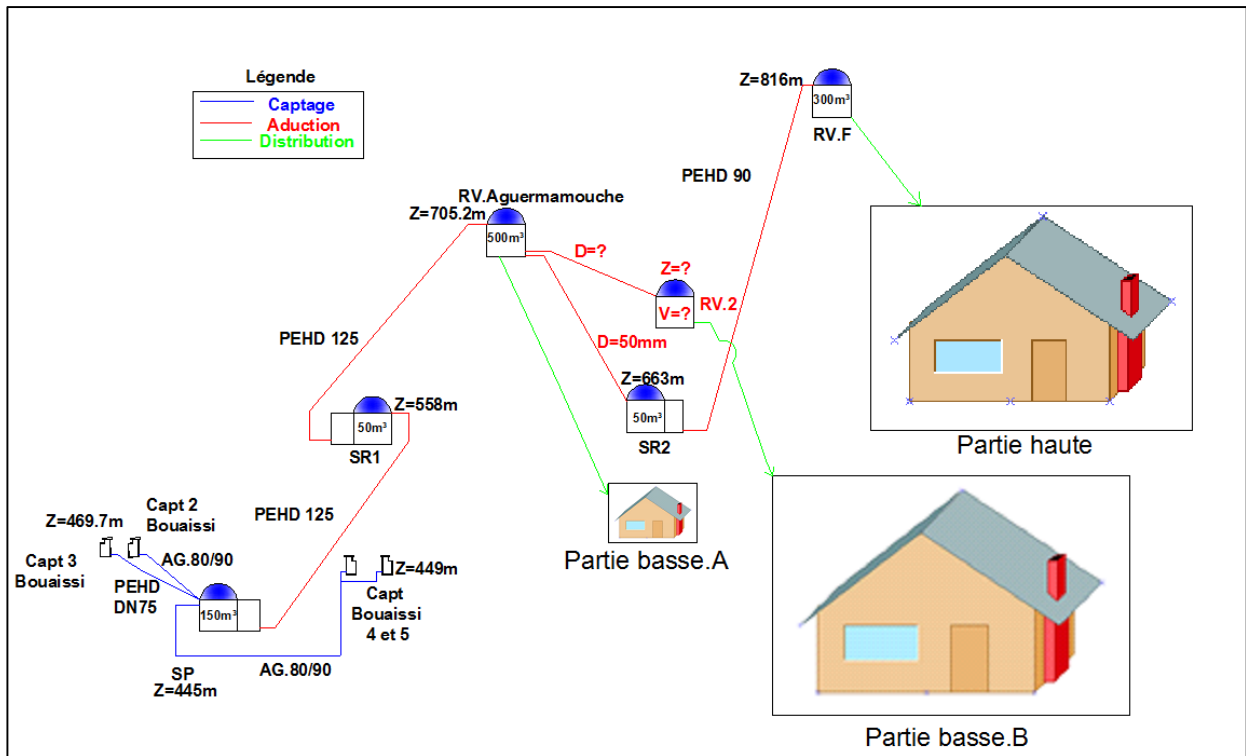


Figure (IV.1) : Schéma synoptique représentant la distribution étagée

Dans cette étape on va choisir l'emplacement du réservoir RV2, le dimensionner, vérifier la capacité du réservoir Aguermamouche et dimensionner la nouvelle conduite d'adduction RV.Aguermamouche-RV2.

IV.4.4.1. Emplacement du nouveau réservoir RV2

Il faut, évidemment, que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe. En conséquence, l'altitude de la cuve et précisément celle de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau. Il faut donc évalué, grosso modo, la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour avoir, en première approximation, l'altitude du radier de la cuve.

Il ne saurait être trop recommandé d'être prudent pour la détermination de cette cote de radier et de penser aux extensions futures de l'agglomération. Toute extension entraînant un allongement du réseau, donc une augmentation des pertes de charge, il ne faut pas craindre, pour réserver l'avenir, de placer le réservoir quelques mètres plus haut qu'il n'est nécessaire pour le cas présent des besoins à satisfaire [7].

A cet effet, l'altitude du nouveau réservoir RV2 est égale à 672 m, qui sera semi-enterré, donc son altitude radier est égale à 670 m.

IV.4.4.2. Division de la partie basse en deux zones en fonction des altitudes des ménages

- La partie basse (A) comporte les ménages dont les altitudes varient de 641 m à 667 m.
- La partie basse (B) comporte les ménages dont les altitudes varient de 634 m à 646 m.

IV.4.4.3. Répartition du débit maximum journalier de la partie basse

Le tableau (IV.2) ci-dessous résume les résultats de calcul des débits maximums journaliers de la zone A et B.

Tableau (IV.2) : Débit maximum journalier

Partie	Zone	Nombre de ménages	Nombre d'habitants		Q _{max.j} (m ³ /j)	
			2019	2049	2019	2049
Basse	A	61	244	329	49,79	67,1
	B	320	1281	1727	261,34	352,25
Total		381	1525	2056	311,13	419,35

IV.4.4.4. Le débit de pointe des zones A et B

Le calcul des débits de pointe des deux zones A et B de la partie basse est représenté dans le tableau (IV.3).

Tableau (IV.3) : Débit de pointe des zones A et B

Zone	Nombre d'habitants	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	P_g (%)	Q _{max.j} (m ³ /j)	Q _{max.h} (m ³ /h)	Q _p (l/s)
A	329	1,2	1,888	2,27	8,5	67,096	5,7	1,58
B	1727		1,75	2,11	8,5	352,25	29,25	8,13

IV.4.4.5. Vérification de la capacité du réservoir Aguermamouche

Le réservoir Aguermamouche est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise SR1, il servira gravitairement la SR2 et le RV2 qui servira la partie basse (B) avec $K_{max.h} = 2,11$ et $Q_{max.j} = 352,25$ m³/j, aussi il assure la distribution vers la partie basse (A), avec $K_{max.h} = 2,27$ et $Q_{max.j} = 67,096$ m³/j.

La vérification de la capacité du réservoir Aguermamouche est donnée dans le tableau (IV.4) ci-dessous.

Tableau (IV.4) : Vérification de la capacité du réservoir Aguermamouche

Heure	Apport %	Adduction %	Adduction %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	5	1,67625	2,09	0,07	1,16		1,16
1-2	5	1,67625	2,09	0,07	1,16		2,32
2-3	5	1,67625	2,09	0,09	1,14		3,46
3-4	5	1,67625	2,09	0,09	1,14		4,59
4-5	5	1,67625	2,09	0,29	0,94		5,54
5-6	5	1,67625	2,09	0,52	0,71		6,24
6-7	5	1,67625	2,09	0,52	0,71		6,95
7-8	5	1,67625	2,09	0,52	0,71		7,66
8-9	5	1,67625	2,09	0,33	0,90		8,55
9-10	5	1,67625	2,09	0,33	0,90		9,45
10-11	5	1,67625	2,09	0,57	0,66		10,11
11-12	5	1,67625	2,09	0,81	0,42		10,53

Tableau (IV.4) : Vérification de la capacité du réservoir Aguermamouche (suite et fin)

12-13	5	1,67625	2,09	0,81	0,42		10,95
13-14	5	1,67625	2,09	0,57	0,66		11,61
14-15	5	1,67625	2,09	0,48	0,75		12,36
15-16	5	1,67625	2,09	0,48	0,75		13,12
16-17	5	1,67625	2,09	0,33	0,90		14,01
17-18	5	1,67625	2,09	0,33	0,90		14,91
18-19	0	1,67625	2,09	0,57		-4,34	10,57
19-20	0	1,67625	2,09	0,57		-4,34	6,23
20-21	0	1,67625	2,09	0,57		-4,34	1,89
21-22	0	1,67625	2,09	0,29		-4,055	-2,17
22-23	5	1,67625	2,09	0,19	1,04		-1,13
23-24	5	1,67625	2,09	0,09	1,13		0,00
Totaux	100	40,23	50,2	9,56			

D'après le tableau ci-dessus, on a :

Résidu maximal : $p_{\max}=17,08\%$;

Volume total : $V = \frac{17,08 \times 701,65}{100}$

Donc : $V=119,84 \text{ m}^3$

La capacité du réservoir Aguermamouche est de 150 m^3 . De ce fait, la capacité du réservoir existant qui est égale à 150 m^3 est suffisante.

IV.4.4.6. Capacité du réservoir RV2

Ce réservoir est destiné à l'alimentation en eau potable de la partie basse (B) caractérisée par $K_{\max,h}=2,11 \text{ m}^3/\text{j}$ et $Q_{\max,j}=352,25 \text{ m}^3/\text{j}$. Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir du réservoir Aguermamouche. Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.5) ci-après.

Tableau (IV.5) : Variation du résidu dans le réservoir RV2

Heure	Apport%	Distribution%	Surplus%	Déficit%	Résidu%
0-1	4,16	0,75	3,41		3,41
1-2	4,16	0,75	3,41		6,82
2-3	4,16	1	3,16		9,98
3-4	4,16	1	3,16		13,14
4-5	4,16	3	1,16		14,3
5-6	4,16	5,5		-1,34	12,96
6-7	4,16	5,5		-1,34	11,62
7-8	4,16	5,5		-1,34	10,28
8-9	4,17	3,5	0,67		10,95
9-10	4,17	3,5	0,67		11,62
10-11	4,17	6		-1,83	9,79
11-12	4,17	8,5		-4,33	5,46
12-13	4,17	8,5		-4,33	1,13
13-14	4,17	6		-1,83	-0,7

Tableau (IV.5) : Variation du résidu dans le réservoir RV2 (suite et fin)

14-15	4,17	5		-0,83	-1,53
15-16	4,17	5		-0,83	-2,36
16-17	4,17	3,5	0,67		-1,69
17-18	4,17	3,5	0,67		-1,02
18-19	4,17	6		-1,83	-2,85
19-20	4,17	6		-1,83	-4,68
20-21	4,17	6		-1,83	-6,51
21-22	4,17	3	1,17		-5,34
22-23	4,17	2	2,17		-3,17
23-24	4,17	1	3,17		0

D'après le tableau ci-dessus, on a :

- Résidu maximal : $p_{\max}=20,65\%$;
- Volume total : $V_T = \frac{20,65 \times 352,25}{100} + 120$.

Donc : $V_T=192,74 \text{ m}^3$

La capacité du réservoir RV2 est égale à 200 m^3 .

- Le diamètre du réservoir :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 200}{3,14 \times 4}} = 7,98 \text{ m}$$

D'où : $D_r=8 \text{ m}$

IV.4.4.7. Dimensionnement de la conduite d'adduction réservoir Aguermamouche-RV2

- Caractéristiques du tronçon
 - $Q=0,0041 \text{ m}^3/\text{s}$
 - $L=912,16 \text{ m}$
 - Cote du radier Réservoir Aguermamouche est : $704,3 \text{ m}$
 - Cote du trop-plein du RV2 est : 670 m
 - La hauteur géométrique : $H_g=704,3 - 670=34,3 \text{ m}$

La pression nominale de la conduite égale à 10 bars.

- Calcul du diamètre

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,0041}{3,14 \times 1,5}} = 59 \text{ mm}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,0041}{3,14 \times 0,5}} = 102,2 \text{ mm}$$

Donc $59 \text{ mm} \leq D_n \leq 102,2 \text{ mm}$.

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (IV.6) ci-dessous.

**Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charges totales du tronçon réservoir
Aguermamouche-RV2**

Q (m ³ /s)	L (m)	Dext (m)	e (mm)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_t (m)	Hg (m)
0,0041	912,16	0,063	4,7	0,0536	1,82	97393,3234	0,02861953	122,94	34,3
0,0041	912,16	0,075	5,6	0,0638	1,28	81822,604	0,0277049	49,81	34,3
0,0041	912,16	0,09	5,4	0,0792	0,83	65912,6532	0,02688842	16,40	34,3

On optera pour un diamètre de 90 mm avec une perte de charge $\Delta H_t=16,40$ m qui est inférieure à $H_g=34,3$ m.

IV.4.5. Cinquièmes étape

On a refait les premières, deuxième et la troisième étape pour la distribution étagée de la partie basse, les données à introduire afin de lancer la troisième simulation sont représentées dans le tableau (4) de l'annexe (7).

Les résultats de cette simulation sont représentés dans les tableaux (5) et (6) de l'annexe (7).

On a constaté pendant l'analyse de la simulation que certaines vitesses enregistrées au niveau du réseau de distribution sont inférieures aux normes exigées, et que des pressions supérieures au seuil autorisé ont été enregistrées. Afin d'y remédier, un régulateur de pression de consigne 40 m a été placé sur la conduite N°38.

Ainsi, le réseau de distribution satisfait les conditions d'écoulement pour transiter le débit de pointe. Afin de le valider, une vérification de son comportement en cas d'incendie est indispensable. Ceci fera l'objet de la prochaine étape.

IV.4.6. Sixièmes étape

La vérification du comportement du réseau de distribution en cas d'incendie est envisagée de manière à ce que les canalisations alimentant les appareils d'incendie, doivent pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/s avec une pression au sol d'au moins 1 bar [7].

La sixième étape consiste d'abord à identifier l'emplacement des bouches d'incendie. Par la suite déterminer le point sensible de ce dernier, c'est-à-dire où le niveau du risque d'incendie est élevé. On propose d'étudier le comportement du réseau en cas d'un éventuel incendie au niveau du nœud N°17 pour la partie basse et au niveau du nœud N°80 de la partie haute. Pour se faire, il suffit de rajouter à la demande de base en ce nœud un débit de 17 l/s tout en gardant les dimensions des canalisations obtenues pour le débit de pointe.

Lorsqu'un incendie se produit, les conditions d'écoulement sont moins exigeantes. En effet, on tolère une baisse de pression jusqu'à 0,6 bars et on accepte des vitesses atteignant 2,5 m/s [7].

Les résultats de la simulation en cas d'incendie sont représentés dans les tableaux (7), (8), (9) et (10) de l'annexe (7).

D'après l'analyse de la simulation, on constate que le réseau peut transiter, en plus du débit de pointe, le débit d'incendie tout en respectant les conditions d'écoulement.

Le système d'alimentation en eau potable dans sa version finale est représenté sur la figure (IV.2) ci-dessous.

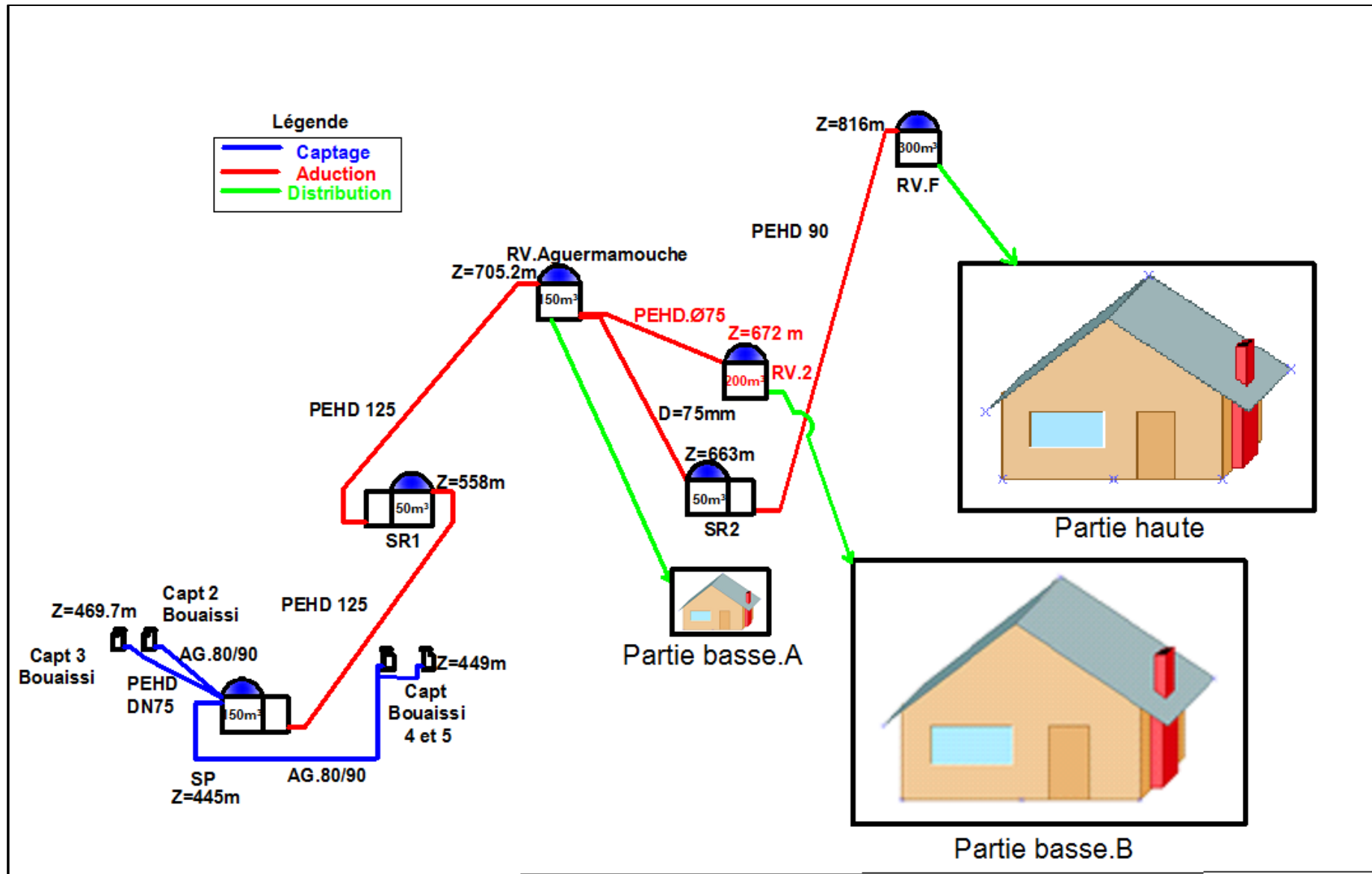


Figure (IV.2) : Schéma synoptique final du système d'AEP du village d'Ait-Ali-Oumhand

IV.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons conçu et dimensionné le réseau de distribution du village d'Ait-Ali-Oumhand, alimenté par le réservoir Aguermamouche pour la partie basse et par le réservoir final pour la partie haute. La modélisation puis la simulation du réseau de distribution sur EPANET a permis la vérification des conditions d'écoulement hydrauliques. En effet, après la deuxième simulation on a constaté que :

- Le réseau de distribution de la partie haute peut transiter le débit de pointe plus le débit incendie en respectant les conditions d'écoulement après la mise en place d'une vanne réductrice de pression.
- Une distribution étagée est nécessaire pour réduire les pressions enregistrées au niveau de 80% des nœuds de la partie basse en transitant le débit de pointe, à cet effet nous avons :
 - Choisi l'emplacement favorable du réservoir RV2 à une cote égale à 670 m ;
 - Projeté un réservoir d'une capacité de 100 m³ jumelé avec le réservoir Aguermamouche existant, ils serviront gravitairement la SR2, le RV2 et la partie basse (A) ;
 - Projeté un réservoir RV2 d'une capacité de 200 m³ qui alimentera la partie basse (B) ;
 - Dimensionné la conduite d'adduction réservoir Aguermamouche-RV2.
 - Redimensionné la conduite d'adduction réservoir Aguermamouche-SR2.

Après la simulation de la distribution étagée de la partie basse, nous avons noté que le réseau peut transiter, en plus du débit de pointe, le débit d'incendie tout en respectant les conditions d'écoulement.

Cependant, certaines vitesses enregistrées au niveau du réseau de distribution lors des deux simulations sont inférieures aux conditions de vitesse exigées.

Conclusion
générale

Conclusion générale

L'étude du réseau d'alimentation en eau potable du village d'Ait-Ali-Oumhand commune de Taskriout, wilaya de Bejaia a fait l'objet de ce présent travail.

Le recensement et la collecte des données nécessaires à cette étude décrit au premier chapitre, nous ont permis de faire une analyse précise du système de production existant et une évaluation des besoin en eau sur le long terme, qui sont de 701,65 m³/j soit 8,13 l/s. ceux-ci sont satisfait par rapport au débit fournis par la ressource existante qui est de 864 m³/soit 10 l/s. A cet effet, nous avons conclu dans le premier chapitre que le système de production existant est mal structuré. On note une insuffisance de stockage, une mauvaise conception et gestion du réseau de distribution.

Le dimensionnement d'un nouveau réseau d'adduction a fait l'objet du chapitre deux. Nous avons prévu lors de la vérification des réservoirs existants, une nouvelle conception et dimensionnement de deux réservoirs de capacité de stockage de 200 m³. La chaîne d'adduction sera composée de trois tronçons à écoulement par refoulement de diamètres 125 mm et 90 mm, et de deux autres à écoulement gravitaire de diamètres 90 mm et 50 mm. Le choix du diamètre des conduites a été imposé par les contraintes techniques et économiques. Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour Polyéthylène Haute Densité (PEHD), pour les avantages qu'il présente comparativement aux autres matériaux

Dans le troisième chapitre, nous avons choisi les pompes qui ont les caractéristiques adéquates à celles du réseau d'adduction. Après l'étude du coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène apparaît dans deux tronçons, avec une surpression supérieure à la pression nominale et inférieure à la pression maximale de service, à cet effet le système d'adduction ne nécessite pas une protection anti-bélier.

Pour ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons effectués une modélisation puis une simulation sous le logiciel EPANET, en analysant les résultats obtenus on a conçu une distribution étagée pour la partie basse afin de vaincre les différences de niveau importantes qu'elle présente, ainsi une deuxième simulation a été effectué en prenant en considération le risque d'incendie, les pressions enregistrées au niveau des deux parties sont conformes aux normes exigées.

Références
bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] ISSAADI Lyazid ; BEHLOUL Md. Oulhadj. (Novembre 1996). PDAU commune de Taskiout (W. Bejaia). Groupement Etudes Polyvalentes société civile professionnelle.
- [2] Dictionnaire français Larousse.
- [3] Données recueillies auprès du service du service technique de l'APC de Taskriout wilaya de Bejaia.
- [4] Collections Statistiques n° 163/201, RGPH 2008, Office Nationale des Statistiques.
- [5] Données recueillies auprès du Bureau d'Etude Technique en Hydraulique ZEMMOURI.A.
- [6] DIOP, N. (2002). Etude complète de l'alimentation en eau potable du village Ritté DIAW.Projet de fin d'Etude Université Cheikh ANTA DIOP, Ecole Supérieure Polytechnique, Sénégal.
- [7] Dupont, A. Hydraulique urbaine. Tome II, Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [8] Catalogue technique. Tubes polyéthylène (PE) et accessoires. STPM CHIALI.
- [9] BELHOCINE, M. Cours hydraulique générale 1 et 2, L2 hydraulique, Université de Bejaia.
- [10] AHFIR, A. (2017). Etude de renforcement en AEP de la commune de Beni-Maouche à partir du système d'adduction du couloir Tichi-haf-Béjaia, Mémoire de fin d'Etudes. Université de Bejaia.
- [11] CARLIER, M. Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles, Paris, 1980.
- [12] BERREKSI, A. Hydraulique3, Polycopié de cours <https://elearning.univ-bejaia.dz/mod/resource/view.php?id=46556>.Université de Bejaia, 2015.
- [13] GOUDJIL, S ; SADELLI, H. (2017). Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nair II, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W. Souk Ahrs). Mémoire de fin d'Etudes. Université de Bejaia.

Annexes

Annexe (1) : Photos de l'état physique du système d'adduction existant



Photo 01 : Le captage de Bourafa très ancien et non entretenu



Photo 02 : Les deux captages juste au-dessus de la station de captage



Photo 03 :

- L'arrivée des deux captages situés juste au-dessus de la station de reprise
- Vanne détruite et non opérationnelle

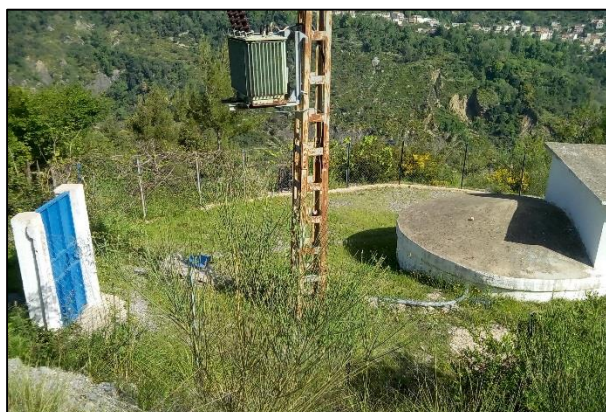


Photo 04 :

- L'arrivée des captages 4 et 5.
- clôture dégradé et non réparée.

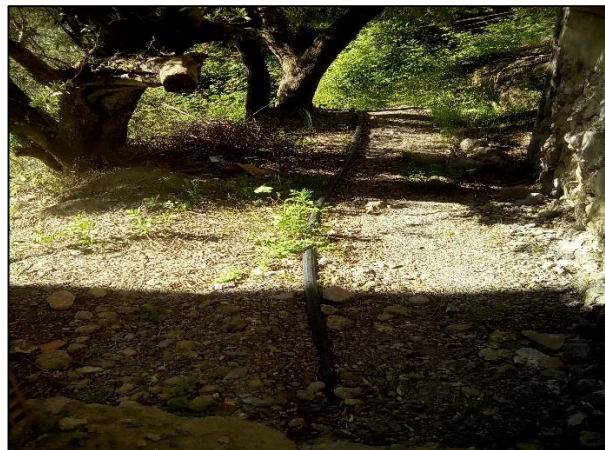


Photo 05 : Conduites apparentes dans des accotements

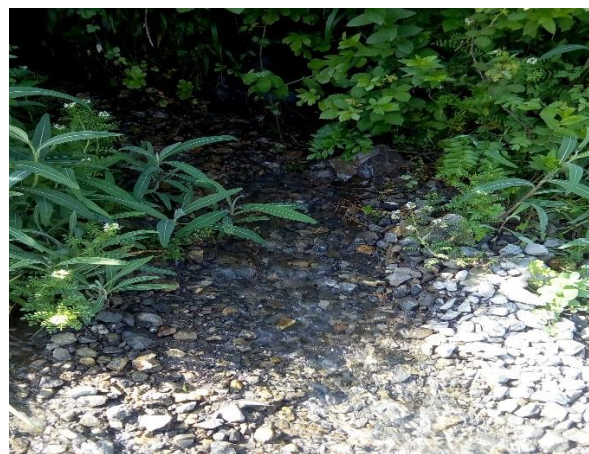


Photo 06 :

- Le trop-plein de la bêche à eau de la Station de pompage
- Emergence d'eau



Photo 07 : L'extérieur du captage et de la station de pompage Bouaïssi



Photo 08 : L'intérieur de la salle de machine non entretenue de la SP



Photo 09 : Dégradation des deux GEP c'est pourquoi on remarque des fuites d'eau



Photo 10 : Des installations électriques à l'intérieur de la chambre des équipements hydromécaniques

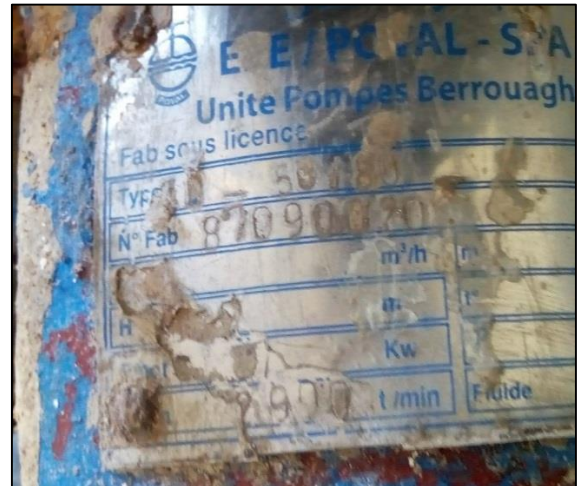


Photo 11 : Plaques signalétiques des deux GEP de la SP



Photo 12 : Axes d'aspiration des pompes placés au-dessus du radier



Photo 13 : L'extérieur de la SR1 Airat



Photo 14 : Manque d'entretien de la salle des machines de la SR1



Photo 15 : - Des installations électriques à l'intérieur de la chambre des équipements hydromécaniques de la SR1 et des fuites d'eau au niveau des joints



Photo 16 : La pompe immergée de la SR1 en panne



Photo 17 : Le GEP de sa plaque signalétique de la SR1



Photo 18 : L'extérieur du réservoir Aguermamouche



Photo 19 : L'entrée de la conduite d'adduction (SRI-RV.A) dans le réservoir



Photo 20 : *La chambre des vannes non entretenue*

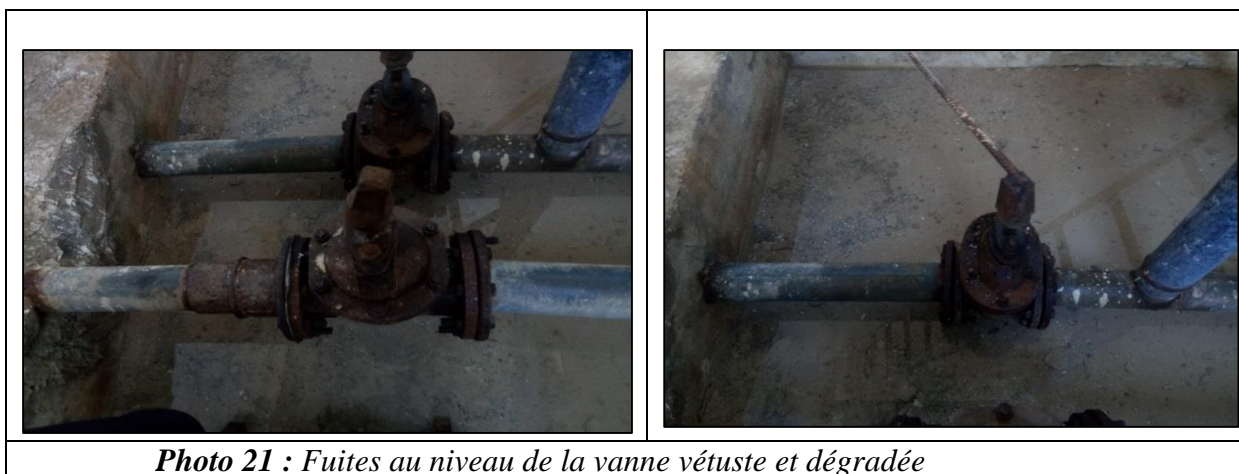


Photo 21 : *Fuites au niveau de la vanne vétuste et dégradée*

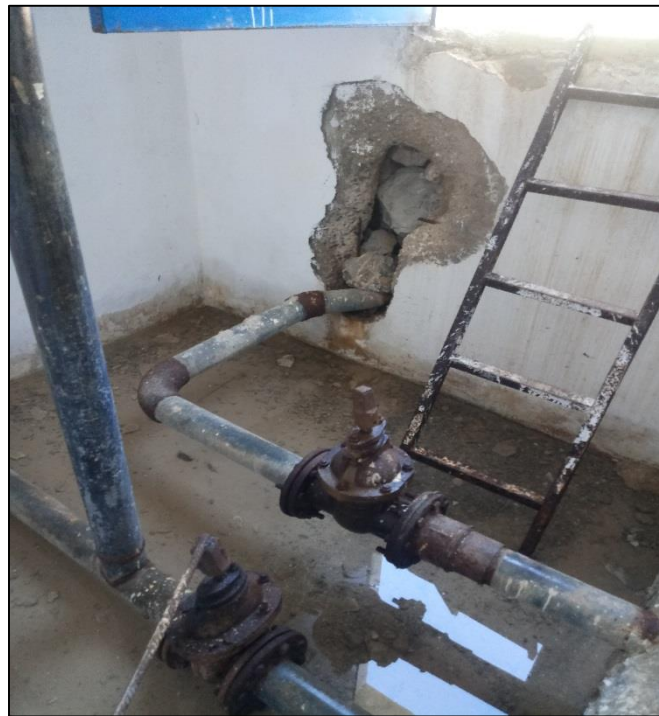


Photo 22 : L'unique sortie du RVT pour une distribution vers la partie basse et adduction vers la SR2



Photo 23 : L'extérieur de la SR2



Photo 24 : L'intérieur désordonné et non entretenu de la salle à machine de la SR2



Photo 25 : Clôture dégradée et non réparée de la vanne de sectionnement



Photo 26 :

- Branchements réalisé sur la conduite principale (RVT-SR2)
- Vanne de sectionnement sur la conduite d'adduction (SR2-RVF)



Photo 27 : Le GEP et la pompe immergée de la SR2



Photo 28 : L'extérieur du réservoir final



Photo 29 : L'intérieur du réservoir final

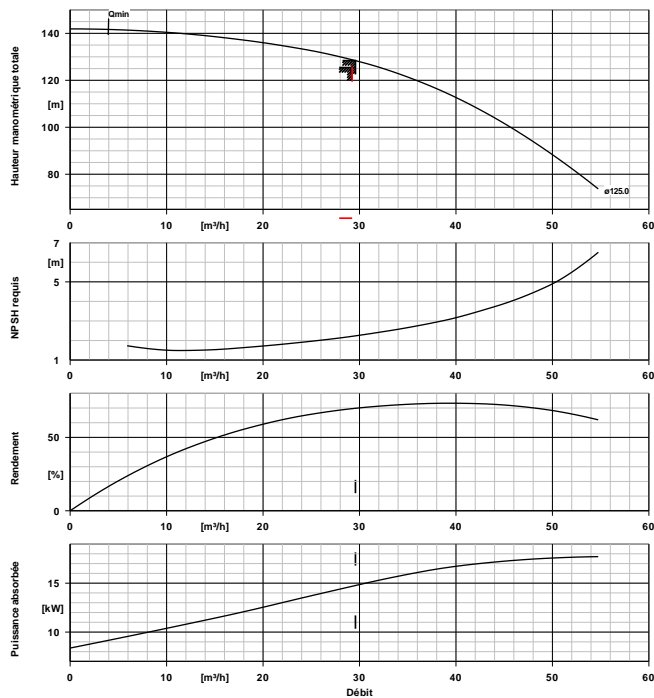
Annexe (3) : Caractéristiques des conduites en PEHD**Tableau 1 : caractéristiques des conduites en PEHD PN 06**

Diamètre extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2,0	30,68
25	2,0	39,15
32	2,0	51,05
40	2,0	66,13
50	2,4	97,87
63	3,0	153,41
75	3,6	216,89
90	3,5	250,47
110	4,2	362,02
125	4,8	470,58
160	6,2	776,71
200	7,7	1199,22
250	9,6	1872,20
315	12,1	2985,40
400	15,3	4756,40
500	19,1	7075,95
630	33,1	11229,75

Tableau 2 : caractéristiques des conduites en PEHD PN 16

Diamètre extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2,3	34,91
25	3,0	55,55
32	3,6	87,29
40	4,5	134,90
50	5,6	208,96
63	7,1	333,27
75	8,4	468,17
90	8,2	543,95
110	10,0	807,07
125	11,4	1044,89
160	14,6	1707,75
200	18,2	2681,80
250	22,7	4149,20
315	28,6	6578,00
400	36,3	10626,00
500	45,4	15818,25
630	57,2	25116,00

Annexe (4) : caractéristiques de la pompe de la station de pompage

**Exécution**

Norme de pompe	Pompe KSB haute pression en ligne, exécution internationale
Exécution	Construction monobloc
Mode d'installation	Vertical
Diamètre nominal tubulure d'aspiration	DN 80
Norme de bride de refoulement	EN 1092-2
Diamètre nom. refoulement	DN 80
Pression nom. refoulement	PN 25
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet
Code matériau	Q1BEGG-WRC
Code	13
Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité standard avec
Protection contre les contacts fortuits	
Diamètre de roue	125,0 mm
Sens de rotation vu du moteur	Sens horaire

Matériaux V

Corps de pompe (101)	Acier inoxydable 1.4308
Corps d'étage (108)	Acier CrNi 1.4301
Couvercle (160)	Acier CrNi 1.4301
Diffuseur (171)	Acier CrNi 1.4301
Arbre (210)	Acier au chrome 1.4057+QT800
Roue (230)	Acier CrNi 1.4301

Caractéristiques de fonctionnement

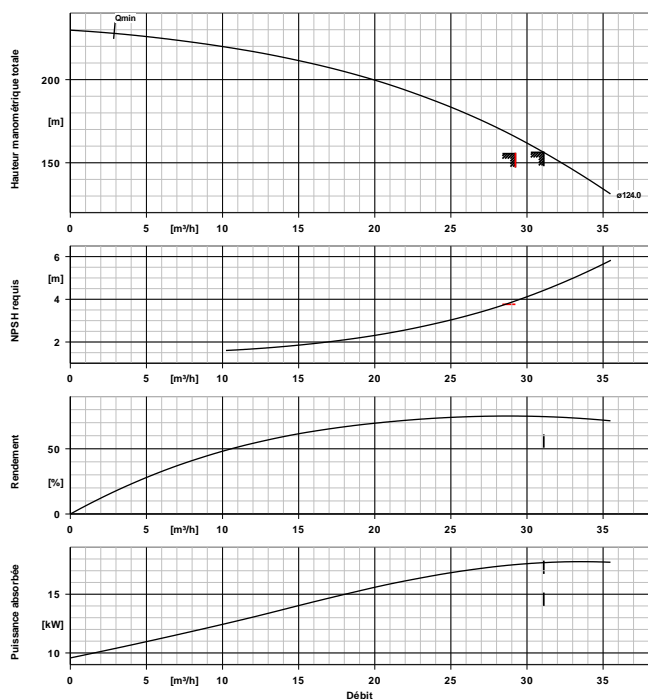
Caractéristiques de fonctionnement déterminées pour pression maxi d'aspiration

Liquide pompé	Eau
	Eau pure
	Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux
Température ambiante	20,0 °C
Température liquide pompé	20,0 °C
Débit	29,58 m³/h
Hauteur manométrique tot.	128,39 m
Rendement	69,8 %
Puissance absorbée	14,76 kW
Vitesse de rotation pompe	2958 rpm
Hydraulique mixte	Avec deux étages réduits
Operating pressure	24,31 bar.r
NPSH disponible	116,50 m
Exécution	Pompe simple 1 x 100 %

Entraînement, accessoires

Type d'entraînement	Moteur électrique
Norme d'entraînement méc.	IEC
Classe de rendement	Classe de rendement IE3 suivant IEC60034-30-1
Vitesse de rotation	2958 rpm
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Puissance nominale P2	18,50 kW
Performance Limite P2max	21,30 kW
Réserve disponible	44,29 %
Courant nominal	32,1 A
Rapport d'intensité de démarrage IA/IN	8
Classe d'isolement	F suivant IEC 34-1
Indice de protection moteur	IP55
Capteur temp.	3 therm. PTC
Pos. boîte à bornes	90° (à droite)
Bobinage moteur	400 / 690 V
Niveau de pression acoustique du moteur	68 dBa
Fonctionn. variateur admis	Régulation par variateur de fréquence possible (réserve de puissance requise non prise en compte dans cette sélection de moteur)

Annexe (5) : caractéristiques de la pompe de SR1

**Exécution**

Norme de pompe	Pompe KSB haute pression en ligne, exécution internationale
Exécution	Construction monobloc
Mode d'installation	Vertical
Diamètre nominal tubulure d'aspiration	DN 65
Norme de bride de refoulement	EN 1092-2
Diamètre nom. refoulement	DN 65
Pression nom. refoulement	PN 40
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet
Code matériau	Q1AEGG
Code	20
Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité standard avec
Protection contre les contacts fortuits	
Diamètre de roue	124,0 mm
Sens de rotation vu du moteur	Sens horaire

Matériaux V

Corps de pompe (101)	Acier inoxydable 1.4308
Corps d'étage (108)	Acier CrNi 1.4301
Couvercle (160)	Acier CrNi 1.4301
Diffuseur (171)	Acier CrNi 1.4301
Arbre (210)	Acier au chrome 1.4057+QT800
Roue (230)	Acier CrNi 1.4301

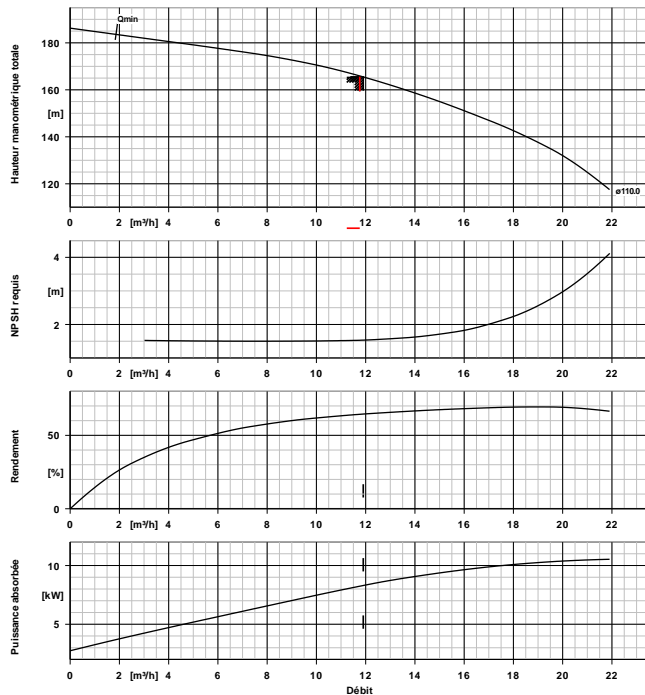
Caractéristiques de fonctionnement

Liquide pompé	Eau
	Eau pure
	Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux
Température ambiante	20,0 °C
Température liquide pompé	20,0 °C
Débit	31,10 m ³ /h
Hauteur manométrique tot.	156,25 m
Rendement	74,7 %
MEI (indice de rendement minimum)	≥ 0,70
Puissance absorbée	17,69 kW
Vitesse de rotation pompe	2948 rpm
Operating pressure	36,18 bar.r
Hauteur géométrique	149,90 m
Exécution	Pompe simple 1 x 100 %

Entraînement, accessoires

Type d'entraînement	Moteur électrique
Norme d'entraînement méc.	IEC
Classe de rendement	Classe de rendement IE3 suivant IEC60034-30-1
Vitesse de rotation	2948 rpm
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Puissance nominale P2	18,50 kW
Performance Limite P2max	21,30 kW
Réserve disponible	20,41 %
Courant nominal	32,1 A
Rapport d'intensité de démarrage IA/IN	8
Classe d'isolement	F suivant IEC 34-1
Indice de protection moteur	IP55
Capteur temp.	3 therm. PTC
Pos. boîte à bornes	90° (à droite)
Bobinage moteur	400 / 690 V
Niveau de pression acoustique du moteur	68 dBa
Fonctionn. variateur admis	Régulation par variateur de fréquence possible (réserve de puissance requise non prise en compte dans cette sélection de moteur)

Annexe (6) : caractéristiques de la pompe de SR2

**Exécution**

Norme de pompe	Version horizontale multicellulaire haute pression
Exécution	Construction monobloc
Mode d'installation	Horizontale
Diamètre nominal tubulure d'aspiration	G 2
Bride d'aspiration alésée selon norme	EN ISO 228-1
Diamètre nom. refoulement	G 2
Pression nom. refoulement	PN 25
Bride de refoulement alésée selon norme	EN ISO 228-1
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet
Code matériau	Q1BEGG-WRC
Code	13
Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité standard avec
Protection contre les contacts fortuits	
Diamètre de roue	110,0 mm
Sens de rotation vu du moteur	Sens horaire

Corps de pompe (101)	Acier CrNiMo 1.4408
Corps d'étage (108)	Acier CrNi 1.4301
Couvercle (160)	Acier CrNi 1.4301
Diffuseur (171)	Acier CrNiMo 1.4408
Arbre (210)	Acier au chrome 1.4057+QT800
Roue (230)	Acier CrNi 1.4301

Matériaux H**Caractéristiques de fonctionnement**

Liquide pompé	Eau Eau pure Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux
Température ambiante	20,0 °C
Température liquide pompé	20,0 °C
Débit	11,90 m³/h
Hauteur manométrique tot.	165,50 m
Rendement	64,5 %
Puissance absorbée	8,31 kW
Vitesse de rotation pompe	2921 rpm
Operating pressure	18,23 bar.r
Hauteur géométrique	155,45 m
Exécution	Pompe simple 1 x 100 %

Entraînement, accessoires

Type d'entraînement	Moteur électrique
Norme d'entraînement méc.	IEC
Classe d'isolement	F suivant IEC 34-1

*Annexe (7) : Données à introduire au logiciel EPANET et résultats de simulations**Tableau (1) : Données à introduire pour la première simulation*

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Demande (l/s)
N1	RVT-N1	26,27	200	0,2	0,072
N2	N1-N2	106,41	200	0,2	0,292
N3	N2-N3	268,74	200	0,2	0,737
N4	N3-N4	61,08	200	0,2	0,166
N5	N4-N5	35,31	200	0,2	0,096
N6	N4-N6	111,02	200	0,2	0,304
N7	N3-N7	49,11	200	0,2	0,135
N8	N7-N8	56,27	200	0,2	0,154
N9	N8-N9	41,19	200	0,2	0,113
N10	N9-N10	31,87	200	0,2	0,087
N11	N10-N11	99,2	200	0,2	0,272
N12	N9-N12	46,48	200	0,2	0,128
N13	N12-N13	45,5	200	0,2	0,124
N14	N12-N14	37,67	200	0,2	0,103
N15	N14-N15	105,36	200	0,2	0,289
N16	N15-N16	68,4	200	0,2	0,187
N17	N16-N17	31,61	200	0,2	0,086
N18	N17-N18	33,37	200	0,2	0,091
N19	N18-19	60,73	2000	0,2	0,167
N20	N18-N20	42,82	200	0,2	0,117
N21	N20-N21	54,97	200	0,2	0,151
N22	N20-N22	41,6	200	0,2	0,141
N23	N14-N23	45,49	200	0,2	0,124
N24	N23-N24	49	200	0,2	0,134
N25	N23-N25	58,82	200	0,2	0,161
N26	N25-N26	21,21	200	0,2	0,058
N27	N26-N27	48,71	200	0,2	0,133
N28	N27-N28	27,09	200	0,2	0,074
N29	N28-N29	27,87	200	0,2	0,076
N30	N28-N30	33,63	200	0,2	0,092
N31	N30-N31	39,23	200	0,2	0,107
N32	N30-N32	39,21	200	0,2	0,108
N33	N32-N33	23,39	200	0,2	0,064
N34	N32-N34	45,53	200	0,2	0,125
N35	N26-N35	75,33	200	0,2	0,207
N36	N35-N36	113	200	0,2	0,310
N37	N36-N37	27,81	200	0,2	0,076
N38	N37-N38	51,7	200	0,2	0,142
N39	N38-N39	101,74	200	0,2	0,279
N40	N39-N40	47,56	200	0,2	0,130
N41	N38-N41	28,83	200	0,2	0,079

Tableau (1) : Données à introduire pour la première simulation (suite...)

N42	N41-N42	68	200	0,2	0,187
N43	N41-N43	47,52	200	0,2	0,130
N44	N43-N44	46,92	200	0,2	0,129
N45	N44-N45	68,85	200	0,2	0,188
N46	N43-N46	110,24	200	0,2	0,302
N47	N46-N47	100,34	200	0,2	0,275
N48	N46-N48	60,77	200	0,2	0,167
N49	N37-N49	82,16	200	0,2	0,225
N50	N7-N50	49,25	200	0,2	0,135
N51	N50-N51	26,12	200	0,2	0,071
N52	N51-N52	35,25	200	0,2	0,097
N53	N51-N53	36,69	200	0,2	0,100
N54	N50-N54	48	200	0,2	0,131
N55	N54-N55	44,15	200	0,2	0,121
N56	N55-N56	86,45	200	0,2	0,237
N57	N56-N57	14,3	200	0,2	0,039
N58	N56-N58	113,97	200	0,2	0,312
N59	N58-N59	43	200	0,2	0,117
N60	N59-N60	28,9	200	0,2	0,079
N61	N60-N61	94,61	200	0,2	0,259
N62	N60-N62	42,49	200	0,2	0,117
N63	RV.F-N63	173,25	200	0,2	0,500
N64	N63-N64	76,9	200	0,2	0,222
N65	N64-N65	72,3	200	0,2	0,208
N66	N65-N66	29,21	200	0,2	0,084
N67	N65-N67	71,44	200	0,2	0,206
N68	N67-N68	48,63	200	0,2	0,1404
N69	N68-N69	42,99	200	0,2	0,124
N70	N69-N70	42,32	200	0,2	0,122
N71	N63-N71	106,6	200	0,2	0,307
N72	N71-N72	51,9	200	0,2	0,149
N73	N72-N73	76,2	200	0,2	0,220
N74	N73-N74	17,3	200	0,2	0,049
N75	N73-N75	69,44	200	0,2	0,200
N76	N75-N76	32,71	200	0,2	0,094
N77	N75-N77	54,89	200	0,2	0,158
N78	N77-N78	42,02	200	0,2	0,121
N79	N78-N79	96,51	200	0,2	0,278
N80	N71-N80	53,18	200	0,2	0,153
N81	N80-N81	56,37	200	0,2	0,162
N82	N81-N82	95,39	200	0,2	0,275
N83	N81-N83	27,81	200	0,2	0,080
N84	N83-N84	82,35	200	0,2	0,237
N85	N83-N85	12	200	0,2	0,034
N86	N85-N86	41,71	200	0,2	0,120
N87	N86-N87	78,1	200	0,2	0,225
N88	N87-N88	56,02	200	0,2	0,161

Tableau (1) : Données à introduire pour la première simulation (suite et fin)

N89	N88-N89	24,6	200	0,2	0,071
N90	N89-N90	47,92	200	0,2	0,138
N91	N89-N91	53,15	200	0,2	0,153
N92	N87-N92	44,9	200	0,2	0,129
N93	N92-N93 ²	42,77	200	0,2	0,123
N94	N93-N94	44,43	200	0,2	0,128
N95	N92-N95	79,23	200	0,2	0,23
N96	N85-N96	140,3	200	0,2	0,405
N97	N96-N97	92	200	0,2	0,265
N98	N97-N98	95,8	200	0,2	0,276
N99	N97-N99	34,02	200	0,2	0,098

Tableau (2) : Résultats de la seconde simulation au niveau des arcs cas de pointe

Tronçon	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
RVT-N1	125	9,90	0.81
N1-N2	125	9,83	0.80
N2-N3	125	9,54	0.78
N3-N4	125	0,57	0.71
N4-N5	125	0,10	0.31
N4-N6	125	0,31	0.97
N3-N7	125	8,23	0.87
N7-N8	125	6,28	0.99
N8-N9	125	6,12	0.96
N9-N10	125	0,36	0.73
N10-N11	125	0,27	0.87
N9-N12	125	5,65	0.89
N12-N13	125	0,12	0.40
N12-N14	125	5,40	0.85
N14-N15	125	1,21	0.96
N15-N16	125	0,92	0.73
N16-N17	32	0,73	0.91
N17-N18	32	0,64	0.80
N18-19	20	0,17	0.53
N18-N20	25	0,38	0.78
N20-N21	20	0,15	0.48
N20-N22	20	0,11	0.36
N14-N23	75	4,09	0.93
N23-N24	20	0,13	0.43
N23-N25	75	3,83	0.87
N25-N26	75	3,67	0.83
N26-N27	32	0,78	0.97
N27-N28	32	0,65	0.81
N28-N29	20	0,08	0.24
N28-N30	32	0,50	0.62
N30-N31	20	0,11	0.34

Tableau (2) : Résultats de la second simulation au niveau des arcs cas de pointe (suite...)

N30-N32	20	0,30	0.94
N32-N33	20	0,06	0.20
N32-N34	20	0,12	0.40
N26-N35	63	2,83	0.91
N35-N36	63	2,62	0.84
N36-N37	63	2,31	0.74
N37-N38	63	2,01	0.65
N38-N39	25	0,41	0.83
N39-N40	20	0,13	0.42
N38-N41	50	1,46	0.74
N41-N42	20	0,19	0.59
N41-N43	40	1,19	0.95
N43-N44	25	0,32	0.65
N44-N45	20	0,19	0.60
N43-N46	32	0,75	0.93
N46-N47	20	0,28	0.88
N46-N48	20	0,17	0.53
N37-N49	20	0,23	0.72
N7-N50	50	1,82	0.93
N50-N51	20	0,27	0.86
N51-N52	20	0,10	0.31
N51-N53	20	0,10	0.32
N50-N54	50	1,41	0.72
N54-N55	50	1,28	0.65
N55-N56	40	1,16	0.92
N56-N57	20	0,04	0.12
N56-N58	40	0,89	0.70
N58-N59	32	0,57	0.71
N59-N60	25	0,45	0.93
N60-N61	20	0,26	0.82
N60-N62	20	0,12	0.37
RV.F-N63	110	6,66	0,70
N63-N64	40	1,11	0,88
N64-N65	40	0,89	0,71
N65-N66	20	0,08	0,27
N65-N67	32	0,59	0,74
N67-N68	25	0,39	0,79
N68-N69	20	0,25	0,78
N69-N70	20	0,12	0,39
N63-N71	90	33,04	5,19
N71-N72	50	1,27	0,65
N72-N73	40	1,12	0,89
N73-N74	20	0,05	0,16
N73-N75	40	0,85	0,68
N75-N76	20	0,09	0,30
N75-N77	32	0,56	0,69
N77-N78	25	0,40	0,82

Tableau (2) : Résultats de la second simulation au niveau des arcs cas de pointe (suite et fin)

N78-N79	20	0,28	0,89
N71-N80	75	3,47	0,79
N80-N81	75	3,32	0,75
N81-N82	20	0,28	0,88
N81-N83	63	2,88	0,92
N83-N84	20	0,24	0,76
N83-N85	63	2,56	0,82
N85-N86	50	1,48	0,75
N86-N87	50	1,36	0,69
N87-N88	32	0,52	0,65
N88-N89	25	0,36	0,74
N89-N90	20	0,14	0,44
N89-N91	20	0,15	0,49
N87-N92	32	0,61	0,76
N92-N93	20	0,25	0,80
N93-N94	20	0,13	0,41
N92-N95	20	0,23	0,73
N85-N96	40	1,05	0,83
N96-N97	32	0,64	0,80
N97-N98	20	0,28	0,88
N97-N99	20	0,10	0,31

Tableau (3) : Résultats de la simulation au niveau des nœuds cas de pointe

Nœud	Pression (m)	Nœud	Pression (m)
N1	60,81	N49	117,26
N2	72,96	N50	68,08
N3	79,19	N51	58,68
N4	85,97	N52	53,62
N5	90,61	N53	49,00
N6	100,98	N54	6020
N7	76,52	N55	54,77
N8	78,31	N56	3538
N9	80,47	N57	35,14
N10	96,14	N58	29,50
N11	99,69	N59	27,34
N12	87,42	N60	29,46
N13	102,66	N61	44,46
N14	89,79	N62	33,29
N15	78,66	N63	49,80
N16	69,04	N64	64,16
N17	64,06	N65	62,85
N18	64,79	N66	58,30
N19	77,23	N67	60,25
N20	65,37	N68	78,31
N21	51,50	N69	76,02
N22	66,42	N70	74,38

Tableau (3) : Résultats de la simulation au niveau des nœuds cas de pointe (suite et fin)

N23	95,36	N71	27,72
N24	96,33	N72	36,84
N25	102,77	N73	52,01
N26	106,00	N74	50,50
N27	105,02	N75	60,50
N28	109,25	N76	59,87
N29	111,14	N77	70,08
N30	110,62	N78	70,67
N31	105,83	N79	90,21
N32	115,48	N80	34,63
N33	114,45	N81	46,64
N34	120,75	N82	57,64
N35	109,09	N83	50,51
N36	116,10	N84	35,62
N37	116,91	N85	53,32
N38	127,46	N86	48,82
N39	129,01	N87	49,75
N40	135,58	N88	41,10
N41	131,72	N89	37,74
N42	127,86	N90	35,63
N43	134,70	N91	41
N44	142,68	N92	63,13
N45	153,80	N93	62,04
N46	138,73	N94	66,50
N47	138,31	N95	85,97
N48	124,61	N96	69,18
		N97	77,86
		N98	53,90
		N99	89,11

Tableau (4) : Données à introduire pour la troisième simulation cas de pointe

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Demande (l/s)
N1	RVT-N1	26,27	200	0,2	0,037
N2	N1-N2	106,41	200	0,2	0,151
N3	N2-N3	268,74	200	0,2	0,380
N4	N3-N4	106,52	200	0,2	0,151
N5	N4-N5	18,64	200	0,2	0,026
N6	N5-N6	28,02	200	0,2	0,040
N7	N5-N7	43,44	200	0,2	0,061
N8	N4-N8	115,66	200	0,2	0,163
N9	N8-N9	79,36	200	0,2	0,112
N10	N9-N10	99,05	200	0,2	0,140
N11	N10-N11	57,99	200	0,2	0,082

Tableau (4) : Données à introduire pour la troisième simulation cas de pointe (suite...)

N12	N11-N12	28,9	200	0,2	0,041
N13	N12-N13	94,67	200	0,2	0,134
N14	N12-N14	42,49	200	0,2	0,060
N15	RV2-N15	96,82	200	0,2	0,299
N16	N15-N16	76,72	200	0,2	0,237
N17	N15-N17	43,13	200	0,2	0,133
N18	N17-N18	73,35	200	0,2	0,227
N19	N18-N19	35,31	200	0,2	0,109
N20	N18-N20	111,02	200	0,2	0,344
N21	N17-N21	74,07	200	0,2	0,229
N22	N21-N22	36,3	200	0,2	0,112
N23	N22-N23	61,76	200	0,2	0,191
N24	N23-N24	99,2	200	0,2	0,307
N25	N22-N25	76,55	200	0,2	0,2337
N26	N25-N26	45,59	200	0,2	0,141
N27	N25-N27	37,67	200	0,2	0,117
N28	N27-N28	105,36	200	0,2	0,326
N39	N28-N29	40,96	200	0,2	0,127
N30	N29-N30	31,61	200	0,2	0,098
N31	N30-N31	33,37	200	0,2	0,103
N32	N31-N32	30,96	200	0,2	0,096
N33	N31-N33	30,96	200	0,2	0,096
N34	N33-N34	54,97	200	0,2	0,170
N35	N33-N35	41,71	200	0,2	0,129
N36	N27-N36	45,49	200	0,2	0,141
N37	N36-N37	49,01	200	0,2	0,152
N38	N36-N38	58,82	200	0,2	0,182
N39	N38-N39	21,21	200	0,2	0,066
N40	N39-N40	48,71	200	0,2	0,151
N41	N40-N41	27,09	200	0,2	0,084
N42	N41-N42	15,75	200	0,2	0,049
N43	N41-N43	36,62	200	0,2	0,113
N44	N43-N44	39,23	200	0,2	0,121
N45	N43-N45	39,21	200	0,2	0,121
N46	N45-N46	23,39	200	0,2	0,072
N47	N45-N47	45,53	200	0,2	0,141
N48	N39-N48	75,33	200	0,2	0,233
N49	N48-N49	113	200	0,2	0,349
N50	N49-N50	27,81	200	0,2	0,086
N51	N50-N51	51,7	200	0,2	0,160
N52	N51-N52	36,5	200	0,2	0,113
N53	N52-N53	52,97	200	0,2	0,164
N54	N52-N54	47,52	200	0,2	0,147
N55	N54-N55	46,92	200	0,2	0,145
N56	N55-N56	46,84	200	0,2	0,145
N57	N54-N57	110,24	200	0,2	0,341
N58	N57-N58	60,77	200	0,2	0,188

Tableau (4) : Données à introduire pour la troisième simulation cas de pointe (suite et fin)

N59	N57-N59	100,34	200	0,2	0,310
N60	N51-N60	101,74	200	0,2	0,314
N61	N60-N61	47,56	200	0,2	0,147
N62	N50-N62	82,16	200	0,2	0,254

Tableau (5) : Résultats de la troisième simulation au niveau des arcs cas de pointe

Tronçon	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
RVT-N1	50	1,58	0,80
N1-N2	50	1,54	0,79
N2-N3	50	1,39	0,71
N3-N4	40	1,01	0,81
N4-N5	20	0,13	0,40
N5-N6	20	0,04	0,13
N5-N7	20	0,06	0,19
N4-N8	32	0,73	0,91
N8-N9	32	0,57	0,71
N9-N10	25	0,46	0,93
N10-N11	25	0,32	0,65
N11-N12	20	0,24	0,75
N12-N13	20	0,13	0,43
N12-N14	20	0,06	0,19
RV2-N15	110	8,32	0,88
N15-N16	20	0,24	0,76
N15-N17	110	7,78	0,82
N17-N18	32	0,68	0,85
N18-N19	20	0,11	0,35
N18-N20	25	0,34	0,70
N17-N21	20	6,97	0,73
N21-N22	110	6,74	0,71
N22-N23	32	0,50	0,62
N23-N24	20	0,31	0,98
N22-N25	90	6,13	0,96
N25-N26	20	0,14	0,45
N25-N27	90	5,75	0,90
N27-N28	40	1,14	0,91
N28-N29	40	0,82	0,65
N29-N30	32	0,69	0,86
N30-N31	32	0,59	0,74
N31-N32	20	0,10	0,30
N31-N33	25	0,39	0,80
N33-N34	20	0,17	0,54
N33-N35	20	0,13	0,41
N27-N36	90	4,49	0,71
N36-N37	20	0,15	0,48
N36-N38	75	27,54	6,23

Tableau (5) : Résultats de la troisième simulation au niveau des arcs cas de pointe (suite...)

N38-N39	75	4,02	0,91
N39-N40	40	0,85	0,68
N40-N41	32	0,70	0,87
N41-N42	20	0,05	0,16
N41-N43	32	0,57	0,71
N43-N44	20	0,12	0,39
N43-N45	25	0,33	0,68
N45-N46	20	0,07	0,23
N45-N47	20	0,14	0,45
N39-N48	63	3,10	0,99
N48-N49	63	2,87	0,92
N49-N50	63	2,52	0,81
N50-N51	63	2,18	0,70
N51-N52	50	1,55	0,79
N52-N53	20	0,16	0,52
N52-N54	50	1,28	0,65
N54-N55	20	0,29	0,92
N55-N56	20	0,14	0,46
N54-N57	40	0,84	0,67
N57-N58	20	0,19	0,60
N57-N59	20	0,31	0,99
N51-N60	25	0,46	0,94
N60-N61	20	0,15	0,47
N50-N62	20	0,25	0,81

Tableau (6) : Résultats de la troisième simulation au niveau des nœuds cas de pointe

Nœud	Pression (m)	Nœud	Pression (m)
N1	60,44	N32	45,65
N2	71,15	N33	34,68
N3	74,63	N34	20,65
N4	59,79	N35	35,76
N5	52,99	N36	63,27
N6	49,96	N37	63,98
N7	45,21	N38	31,51
N8	41,38	N39	34,56
N9	26,42	N40	35,34
N10	16,51	N41	39,41
N11	13,36	N42	39,36
N12	15,64	N43	40,46
N13	35,59	N44	35,35
N14	19,99	N45	47,26
N15	38,05	N46	46,50
N16	32,14	N47	52,62

Tableau (6) : Résultats de la troisième simulation au niveau des nœuds cas de pointe (suite et fin)

N17	44,81	N48	37,51
N18	51,69	N49	44,17
N19	55,71	N50	44,91
N20	73,41	N51	55,37
N21	46,34	N52	59,41
N22	48,56	N53	56,59
N23	64,21	N54	63,65
N24	65,69	N55	68,88
N25	54,97	N56	81,61
N26	69,43	N57	70,81
N27	57,62	N58	56,21
N28	46,62	N59	69,07
N39	37,76	N60	55,46
N30	32,93	N61	61,79
N31	33,81	N62	44,07

Tableau (7) : Résultats de la simulation au niveau des arcs de la partie basse cas de pointe + incendie

Tronçon	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Tronçon	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
RVT-N1	50	1,58	0,80	N31-N32	20	20	0,30
N1-N2	50	1,54	0,79	N31-N33	25	25	0,80
N2-N3	50	1,39	0,71	N33-N34	20	20	0,54
N3-N4	40	1,01	0,81	N33-N35	20	20	0,41
N4-N5	20	0,13	0,40	N27-N36	90	90	0,71
N5-N6	20	0,04	0,13	N36-N37	20	20	0,48
N5-N7	20	0,06	0,19	N36-N38	75	75	6,23
N4-N8	32	0,73	0,91	N38-N39	75	75	0,91
N8-N9	32	0,57	0,71	N39-N40	40	40	0,68
N9-N10	25	0,46	0,93	N40-N41	32	32	0,87
N10-N11	25	0,32	0,65	N41-N42	20	20	0,16
N11-N12	20	0,24	0,75	N41-N43	32	32	0,71
N12-N13	20	0,13	0,34	N43-N44	20	20	0,39
N12-N14	20	0,06	0,19	N43-N45	25	25	0,68
RV2-N15	110	8,32	2,66	N45-N46	20	20	0,23
N15-N16	110	0,24	0,76	N45-N47	20	20	0,45
N15-N17	110	7,78	2,61	N39-N48	63	63	0,99
N17-N18	32	0,68	0,85	N48-N49	63	63	0,92
N18-N19	20	0,11	0,35	N49-N50	63	63	0,81
N18-N20	25	0,34	0,70	N50-N51	63	63	0,70
N17-N21	20	6,97	2,52	N51-N52	50	50	0,79
N21-N22	110	6,74	2,50	N52-N53	20	20	0,52
N22-N23	32	0,50	0,62	N52-N54	50	50	0,65
N23-N24	20	0,31	0,98	N54-N55	20	20	0,92

Tableau (7) : Résultats de la simulation au niveau des arcs de la partie basse cas de pointe + incendie (suite et fin)

N22-N25	90	6,13	0,96	N55-N56	20	20	0,46
N25-N26	20	0,14	0,45	N54-N57	40	40	0,67
N25-N27	90	5,75	0,90	N57-N58	20	20	0,60
N27-N28	40	1,14	0,91	N57-N59	20	20	0,99
N28-N29	40	0,82	0,65	N51-N60	25	25	0,94
N29-N30	32	0,69	0,86	N60-N61	20	20	0,47
N30-N31	32	0,59	0,74	N50-N62	20	20	0,81

Tableau (8) : Résultats de la simulation au niveau des nœuds de la partie basse cas de pointe + incendie

Nœud	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœud	Demande (l/s)	Pression (m)
N1	0,037	60,44	N32	0,096	36,09
N2	0,151	71,15	N33	0,096	25,13
N3	0,380	74,63	N34	0,170	11,09
N4	0,151	59,79	N35	0,129	26,20
N5	0,026	52,99	N36	0,141	53,72
N6	0,040	49,96	N37	0,152	54,43
N7	0,061	45,21	N38	0,182	21,96
N8	0,163	41,38	N39	0,066	25,01
N9	0,112	26,42	N40	0,151	25,79
N10	0,140	16,51	N41	0,084	29,85
N11	0,082	13,36	N42	0,049	29,80
N12	0,041	15,64	N43	0,113	30,91
N13	0,134	35,59	N44	0,121	25,80
N14	0,060	19,99	N45	0,121	37,71
N15	0,299	31,38	N46	0,072	36,94
N16	0,237	20,74	N47	0,141	43,06
N17	1,13	35,25	N48	0,233	27,95
N18	0,227	42,13	N49	0,349	34,61
N19	0,109	46,16	N50	0,086	35,35
N20	0,344	63,85	N51	0,160	45,82
N21	0,229	36,79	N52	0,113	49,86
N22	0,112	39,00	N53	0,164	47,03
N23	0,191	54,65	N54	0,147	54,09
N24	0,307	56,14	N55	0,145	59,33
N25	0,2337	45,42	N56	0,145	72,06
N26	0,141	59,87	N57	0,341	61,26
N27	0,117	48,06	N58	0,188	46,66
N28	0,326	37,06	N59	0,310	59,51
N39	0,127	28,20	N60	0,314	45,91
N30	0,098	23,37	N61	0,147	52,23
N31	0,103	24,26	N62	0,254	34,51

Tableau (9) : Résultats de la simulation au niveau des arcs de la partie basse cas de pointe + incendie

Tronçon	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
RV.F-N63	110	23,66	2,49
N63-N64	40	1,11	0,88
N64-N65	40	0,89	0,71
N65-N66	20	0,08	0,27
N65-N67	32	0,59	0,74
N67-N68	25	0,39	0,79
N68-N69	20	0,25	0,78
N69-N70	20	0,12	0,39
N63-N71	90	33,04	5,15
N71-N72	50	1,27	0,65
N72-N73	40	1,12	0,89
N73-N74	20	0,05	0,16
N73-N75	40	0,85	0,68
N75-N76	20	0,09	0,30
N75-N77	32	0,56	0,69
N77-N78	25	0,40	0,82
N78-N79	20	0,28	0,89
N71-N80	75	20,47	4,63
N80-N81	75	3,32	0,75
N81-N82	20	0,28	0,88
N81-N83	63	2,88	0,92
N83-N84	20	0,24	0,76
N83-N85	63	2,56	0,82
N85-N86	50	1,48	0,75
N86-N87	50	1,36	0,69
N87-N88	32	0,52	0,65
N88-N89	25	0,36	0,74
N89-N90	20	0,14	0,44
N89-N91	20	0,15	0,49
N87-N92	32	0,61	0,76
N92-N93	20	0,25	0,80
N93-N94	20	0,13	0,41
N92-N95	20	0,23	0,73
N85-N96	40	1,05	0,83
N96-N97	32	0,64	0,80
N97-N98	20	0,28	0,88
N97-N99	20	0,10	0,31

Tableau (10) : Résultats de la simulation au niveau des nœuds de la partie haute cas de pointe + incendie

Nœud	Demande (l/s)	Pression (m)
N63	0,500	39,01
N64	0,222	53,37
N65	0,208	52,05
N66	0,084	47,50
N67	0,206	49,45
N68	0,140	67,52
N69	0,124	65,23
N70	0,122	63,58
N71	0,307	16,93
N72	0,149	26,05
N73	0,220	41,21
N74	0,049	39,71
N75	0,200	49,70
N76	0,094	49,08
N77	0,158	59,29
N78	0,121	59,88
N79	0,278	79,41
N80	17,153	4,37
N81	0,162	16,39
N82	0,275	27,39
N83	0,080	20,26
N84	0,237	5,36
N85	0,034	23,07
N86	0,120	18,56
N87	0,225	19,49
N88	0,161	10,85
N89	0,071	7,48
N90	0,138	5,35
N91	0,153	10,74
N92	0,129	32,87
N93	0,123	31,78
N94	0,128	36,25
N95	0,23	55,71
N96	0,405	38,92
N97	0,265	47,60
N98	0,276	23,64
N99	0,098	58,85

ملخص

قمنا في هذه المذكرة بدراسة شبكة تزويد المياه الصالحة للشرب لقرية آيت علي أو محند بلدية تاسكريوت ولاية بجاية. بعد تقديم منطقة الدراسة، تقدير احتياجات سكانها ووصف شبكة المياه المتواجدة حاليا، أجرينا تشخيص لشبكة الإنتاج حيث لاحظنا العديد من العيوب والنواقص على هذا المستوى. لاقتراح الحلول المناسبة قمنا بتصميم وحساب محطة الضخ، محطتين لإعادة الضخ، ثلاث مضخات، ثلاثة خزانات المياه، وأنباب الإمداد لمسافة تصل إلى حوالي 2740 م. لحماية الشبكة المنتجة للمياه تطرقنا لتحليل ظاهرة المطرقة المائية. أخيرا صممنا وحسبنا شبكة التوزيع.

الكلمات المفتاحية: تزويد المياه الصالحة للشرب، تشخيص، شبكة الإنتاج، شبكة التوزيع.

Résumé

Ce travail a pour objectif l'étude du réseau d'alimentation en eau potable du village d'Ait-Ali-Oumhand, commune de Taskriout, wilaya de Bejaia. Au préalable nous avons présenté le site du projet et estimé les besoins en eau. Par la suite, nous avons effectué un diagnostic du système de production. A ce niveau nous avons soulevé plusieurs anomalies. En proposant des solutions adéquates, nous avons conçu et dimensionné le nouveau réseau d'adduction. Ce dernier sera composé d'une station de pompage, trois réservoirs, deux stations de reprise, trois pompes et une chaîne d'adduction de 2740 m. Afin de sécuriser le réseau, nous avons procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier. En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné ensuite modélisé et simulé sous le logiciel EPANET le réseau de distribution de toute la localité.

Mots clés : Alimentation en eau potable, diagnostic, réseau d'adduction, réseau de distribution.

Abstract

In this present dissertation, we made a study of water supply system for Ait-Ali-Oumhand village, which is located in municipality of Taskeriout (Wilaya of Bejaia). In advance, we presented the project site and estimated the water needs. Subsequently, we performed a diagnostic of the production system. At this level, we have raised several anomalies. By proposing suitable solutions, we have designed and dimensioned the new supply network. The latter will consist of a pumping station, three reservoirs, two recovery, three pumps and a supply chain of 2740 m. in order to secure the network, and we have checked the occurrence of water hammer phenomenon.

Keywords: water supply, diagnostic, production system, distribution system.

Agzul

Iswi n umahil-a d azraw n uzetta n ufraq n waman n tissit deg taddart n Ayt-Ali-Umhand, deg tghiwant n Tsekriwt, tawilayat n Bgayet. Deg tazwara, neqeddm-d adeg n usenfar-a yernu nqeyyem anect ay yehwaj d aman. Mi nga aya, nufa-d atas n leayub. Akken ad d-naf tifratin iwatan, nebna-d azetta amaynu yernu neswati-t ghef lehsab n umkan-nni. Azetta a ad yesau taghzert n ujghar n waman, 3 n yisarigen, 2 n teghsar n ukemmel n usaeddi n waman, 3 n tsuffutin d yijeabuben n ussiwed n waman yesan teghzef n 2740 n yimitren s ujemmal. I Imend n uhraz n uzetta-a, nessefqed ma yella ulac tarat n uberrez n ukRAR. Deg tgara, nheyya-d, nessamegh azetta n ufraq n waman I taddart-a s lekmal-is s useghan n EPANET.

Awalen-tisura: Afraq n waman n tissit, akcaf n wuguren, azetta n ussiwed, azetta n ufraq.