



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :
HAMADENE GHANIA
FEDILA DINA

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

Option : Hydraulique Urbaine

INTITULE :

ETUDE DU RESEAU D'AEP DES VILLAGES BOUMELLAL, TAKORABT ET TIHOUNA, COMMUNE DE CHEMINI, WILAYA DE BEJAIA

Soutenu le **30/09 /2021** devant le jury composé de :

- Président : **Mr BEDJOU Abed AL Hamid**
- Promoteur (s) : **Mr BRREKSI Ali**

Mr HAMADOUCHE Naim

- Examineur (s) : **Mr IKNI Tahar**

Remerciement

Nos remerciements vont premièrement à Dieu tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté durant toutes ces années d'études.

Notre reconnaissance va plus particulièrement à :

*Nos promoteurs **Mr BERREKSI Ali** et **Mr HAMADOUCHE Naim** pour leur contribution à l'élaboration de ce mémoire.*

L'ensemble des enseignants de départements hydrauliques qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude.

On tient aussi à exprimer nos remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidés tout au long de notre travail.

Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

F. Dina & H. Ghania

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

*Mes chers parents, qui se sont sacrifiés pour moi et pour lesquels je
dois le mérite pour ce que je suis devenue aujourd'hui,*

Mon frère WALID,

Ma sœur SARRA,

*Ma grand-mère qui m'accompagné par ses prières, sa douceur, puisse
Dieu lui prêter longue vie et beaucoup de santé,*

*Mes chers oncles et mes tantes, mes cousins et cousines et à toutes les
familles HAMADENE et AMARI,*

*Tous ceux qui m'ont encouragé pendant la durée de la réalisation de
ce travail,*

*Tout le personnel et tous mes collègues et amis qui m'ont soutenus au
long de mes études,*

Merci pour tous.

GHANIA

Dédicace

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

A la mémoire de ma très chère grande mère que Dieu lui accorde sa miséricorde ;

*A ma mère **Rachida** pour tous les sacrifices qu'elle a consentis à mon égard je te remercie pour tout le soutien et l'amour que tu me porte depuis mon enfance j'espère que ton bénédiction m'accompagne toujours;*

*A mon unique frère **Belaid** qui ma toujours encouragé et soutenu afin d'accomplir ce modeste travail.*

*À ma tante **Zoulikha** qui m'accompagné par ses prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et beaucoup de santé.*

À mes cousines, mes oncles et tantes. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

*À mes meilleures amis **Chafik et Lyes**. J'aurais tant aimé que vous soyez présent.*

À mes amis et collègues : Ghania, Sarah, Serina, Lynes, Mouloud, Louiza, Siham, Salah, Lina, Aymen, Atheman, Youcef, Housseem, Karim, et Siham...Il me serait difficile de vous citer tous, vous êtes dans mon coeur, affectueusement.

DINA

Liste des symboles et abréviation

A : Amortissement annuel (Annuité)
a : Célérité de l'onde (m/s)
AR : Le coefficient de résistance
B : Valeur du coup de bélier (m)
e : L'exposant du débit
C_R : Côte Terrain Naturel en (m).
C_T : Côte Trop Plein en (m).
D : Diamètre de réservoir
D_c : Diamètre de la conduite
D_{ext} : Diamètre extérieur (m)
D_{max} : Diamètre maximale de la conduite
D_{min} : Diamètre minimale de la conduite
D_n : Diamètre normalisé
D_{int} : Diamètre intérieur (m)
D1 : Diamètre donné par BONNIN (m)
D2 : Diamètre donné par BRESS (m)
E : Energie consommée par la pompe (KWh)
e : Épaisseur de la conduite (mm)
e' : Prix unitaire du KWh
f : Facteur de friction
F_{am} : Frais d'amortissement
F_{exp} : Frais d'exploitation
F_{tot} : Frais totaux
g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
H : Hauteur de l'eau dans le réservoir
H_{ext} : Pression externe
H_g : Hauteur géométrique
H_l : Perte de charge linéaires (m)
H_s : Perte de charge singulière (m)
H_{mt} : Hauteur manométrique total de la pompe (m)
H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m)
h : Perte de charge engendrée par le vannage
h_L : Perte de charge entre deux noeuds
i : Taux d'annuité (i=8%)
J : Perte de charge linéaire en (m/ml)
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m)
K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm)
K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
K_{max.h} : Coefficient de variation horaire maximale
K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération
L : Longueur de la conduite (m)
Li : Longueur alimentée par le tronçon concerné (m)
m : Coefficient de rognage
N : La vitesse de rotation (tr/min)
Ni : Nombre d'habitant
N' : Nouvelle vitesse de rotation (tr/min)
NPSH_d : La charge minimale disponible à l'aspiration

NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration
n : Nombre d'année séparant l'année de référence
nm : Coefficient de rugosité de Manning
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
Pa' : Puissance absorbée (KW)
PU : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)
P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en (%)
Pn : La population à l'horizon d'étude
Po : La population de l'année de référence
P0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m)
PEHD : Polyéthylène haute densité
PK : Point de piquage
PN : Pression nominal
Q : Débit véhiculé en (m³/s)
Q_{moy,j} : Débit moyen journalier en (m³/j)
Q_{équi} : Besoins d'équipements
Q_{dome} : Besoins domestiques
Q_{max,j} : Débit maximum journalier en (m³/j)
Q_{max,j} : Consommation maximale journalière en (m³/j)
Q_p : Débit de pointe (l/s)
Q_s : Débit spécifique (l/s.m)
Q_i : Débit au noeud l/s
Q_{max h} : Débit entrant dans la station
Q_r : Débit à refouler (m³/s)
q : Dotation moyenne journalière (l/j.cons)
R : Réservoir
Re : Nombre de Reynolds
RQ2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m)
R+max : Excédent en eau à différentes heures de la journée
Rmax : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
SR : Station de reprise
Tac : Taux d'accroissement actuel
Tp : Température de l'eau en degré
T' : Temps de pompage
Tv : La pression de vapeur maximale de l'air
Tf : Temps de fermeture des vannes
Tvp : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée
tr : temps de retour de l'onde de déformation (s)
tp : Nombre d'heures de pompage
V : Vitesse d'écoulement en (m/s)
V0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s)
VR : Volume de réservoir
VT : Volume totale de réservoir
Vst : Volume de la station de reprise
V_{inc} : Le volume d'incendie (120m³)
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_{MAX} : Volume maximal de stockage

Z₀ : Pression absolue dans la conduite(m)
Z_{max} : Valeur maximale de la pression (surpression)
Z_{min}: Valeur minimale de la pression (dépression)
α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
t: temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge
β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
v : Viscosité cinématique
η : Rendement de la pompe en (%)
λ: Coefficient de frottement de Darcy
ζ : Coefficient d'ouverture de la vanne
ε : coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)
Δht : les pertes de charge totale
Δhv : Perte de charge crée par la vanne
∑Li : la somme des longueurs des tronçons du réseau (m)
ρ: Masse volumique de l'eau.

Liste des figures

Figure I.1 : Localisation de la commune de Chemini, Wilaya de Bejaia.....	2
Figure I.2 : Image de Chemini centre prise sur Google Earth (Bejaia)	3
Figure I.3 : Le bassin hydrographique de la commune de Chemini (Bejaia)	4
Figure I.4 : Emplacement des forages de la commune de Chemini dans l'Oued Soummam ...	5
Figure I.5 : Evolution de la population des trois villages (Bejaia).....	8
Figure II.1 : Equipements hydrauliques des réservoirs	18
Figure II.2 : Equipements d'un réservoir d'eau potable	18
Figure II.3 : Schéma synoptique du réseau d'adduction existant de la commune de Chemini	19
Figure II.4 : Emplacement des forages dans la rive gauche de l'Oued Soumma (Bejaia).....	20
Figure III.1 : Schéma général d'une adduction gravitaire	26
Figure III.2 : Vanne à papillon	29
Figure III.3 : Vanne à opercule.....	30
Figure III.4 : Vanne de décharge	30
Figure III.5 : Ventouse.....	31
Figure III.6 : Clapet anti retour.....	31
Figure III.7 : Boite à crépines	32
Figure IV.1 : Les trois types essentiels des turbopompes	42
Figure IV.2 : Eléments constitutifs d'une turbomachine	45
Figure IV.3 : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	46
Figure IV.4 : Couplage des pompes en parallèle	47
Figure IV.5 : Couplage des pompes en série.....	48
Figure IV.6 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	48
Figure IV.7 : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de Pompage	49
Figure IV.8 : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement	50
Figure IV.9 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage	51
Figure IV.10 : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation	52

Figure IV.11 : Cavitation d'une roue	53
Figure IV.12 : Graphe des courbes N.P.S.H	54
Figure IV.13 : Courbes caractéristiques de la pompe de la SR05.....	55
Figure V.1 : Volant d'inertie	58
Figure V.2 : Soupape de décharge.....	58
Figure V.3 : Ventouse	59
Figure V.4 :Schéma d'une cheminé d'équilibre.....	59
Figure V.5 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.....	60
Figure V.6 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir	60
Figure V.7 : Pose en tranchée d'une conduite.....	65
Figure V.8 : Butée sur un coude horizontal.....	69
Figure V.9 : Butée sur un coude vertical.....	69
Figure VI.1 : Réseau maillé	70
Figure VI.2 : Réseau ramifié.....	71
Figure VI.3 : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation d'eau potable	71
Figure VI.4 : Schéma du réseau de distribution.....	74
Figure VI.5 : Schéma du réseau après la simulation.....	85
Figure VI.6 : Etat du réseau après la simulation avec régulateurs de pressions	92

Liste des tableaux

Tableau I.1: Tableau récapitulatif des sources de Chemini (Bejaia)	6
Tableau I.2 : Evaluation de la population à l'horizon de 2051.....	8
Tableau I.3 : Besoins domestiques	9
Tableau I.4 : Besoins scolaires	10
Tableau I.5 : Besoins socioculturels	10
Tableau I.6 : Besoins sportifs	10
Tableau I.7 : Consommation maximale journalière	11
Tableau I.8 : Consommations moyennes, minimales et maximales journalières.	12
Tableau I.9: Tableau récapitulatif des consommations $Q_{moy,j}$, $Q_{min,j}$ et $Q_{max,j}$	13
Tableau I.10: Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.Erreur ! Signet non défini.	
Tableau I.11 : Détermination des valeurs des coefficients K_{maxh} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau I.12 : Variation du coefficient β_{min}	14
Tableau I.13 : Détermination des valeurs des coefficients K_{minh} en fonction du nombre d'habitants	15
Tableau I.14 : Récapitulatif des résultats.....	15
Tableau II.1 : Dimensionnement du réservoir Takorabt.....	24
Tableau III.1 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR05-R Takorabt	39
Tableau IV.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	53
Tableau IV.2 : Caractéristiques de pompes centrifuges de la station de reprise 05	55
Tableau V.1 : Calcul de la valeur maximal du coup de bélier	63
Tableau V.2 : Choix du coefficient du talus.	66
Tableau VI.1 : caractéristiques des tançons du réseau zone I.....	75
Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau.....	86
Tableau VI.3 : Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pressions	93

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du site et Estimation des besoins en eau	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du site	2
I.2.1. Présentation de la commune de Chemini.....	2
I.2.2. Situation climatique	3
I.2.3. Relief et topographie.....	4
I.2.4. La situation des ressources en eau	4
I.3. Estimation des besoins en eau.....	6
I.3.1. Evaluation de la population à différents horizons	6
I.3.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière	8
I.3.3. Les différents types de besoins	9
I.4. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$	10
I.4.1. Calcul du débit maximum journalier ($Q_{max,j}$).....	11
I.4.2. Calcul du débit minimum journalier ($Q_{min,j}$).....	12
I.5. Variations des débits horaires.....	12
I.5.1. Coefficients d'irrégularité horaires	13
I.6. Récapitulatif des résultats.....	15
I.7. Conclusion	15
Chapitre II: Réservoirs et stations de reprise.....	16
II.1. Introduction.....	16
II.2. Fonctions des réservoirs.....	16
II.3. Classification des réservoirs	16
II.4. Equipements des réservoirs	16
II.4.1. Equipements d'intervention	17
II.4.2. Equipements de nettoyage	17
II.4.3. Equipements hydrauliques.....	17
II.5. Description du réseau d'écoulement actuel de la commune de Chemini.....	18
II.6. Adduction	20
II.6.1. Adduction par refoulement.....	20
II.6.2. Description de la chaîne actuelle	20
II.7. Dimensionnement de réservoir	20
II.7.1. Capacité de réservoir	20
II.7.2. Le volume total du réservoir	21
II.7.3. Détermination de la valeur de p_{max}	21

Sommaire

II.7.4. Méthodologie de dimensionnement d'un réservoir.....	22
II.7.5. Dimensionnement de station de reprise 05.....	22
II.8. Détermination des capacités des réservoirs	23
II.8.1. Vérification de la capacité du réservoir existant.....	23
II.9. Conclusion	25
Chapitre III : Adduction	26
III.1. Introduction.....	26
III.2. Type d'adduction.....	26
III.2.1. Adduction gravitaire.....	26
III.2.2. Adduction par refoulement.....	26
III.2.3. Adduction mixte	26
III.3. Quelques notions simples sur l'adduction	27
III.3.1. Choix du tracé.....	27
III.3.2. La ligne piézométrique	27
III.3.3. Choix du type des conduites	27
III.4. Dépôts dans l'adduction.....	28
III.5. Equipements des conduites d'adduction.....	28
III.5.1. Robinet vanne	28
III.5.2. Les ventouses	30
III.5.3. Les clapets anti retour	30
III.5.4. Les crépines	31
III.5.5. Organes de régulation.....	32
III.5.6. Organes de branchement.....	32
III.5.7. Choix du site de stockage	32
III.6. Etude technico-économique	33
III.6.1. Calcul du diamètre économique	33
III.6.2. Calcul de la vitesse	33
III.6.3. Calcul des pertes de charge.....	33
III.7. Détermination de la hauteur manométrique.....	36
III.7.1. Détermination de la puissance absorbée par la pompe	36
III.7.2. Energie consommée par la pompe	36
III.7.3. Détermination Frais d'exploitation	36
III.7.4. Détermination Frais d'amortissement	37
III.7.5. Détermination des frais totaux	37
III.8. Etude technico-économique de la conduite gravitaire.....	37
III.8.1. Calcul de la charge disponible (Jd)	37
III.8.2. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée (Pr).....	38
III.9. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction	38

III.9.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire	38
III.10. Conclusion	40
Chapitre IV : Pompes	41
IV.1. Introduction	41
IV.2. Différents types de pompes.....	41
IV.3. Choix de la pompe	43
IV.4. Critères généraux des pompes	43
IV.4.1. la vitesse de rotation (N).....	43
IV.4.2. Le débit de pompage (Q)	43
IV.4.3. La hauteur manométrique totale (HMT)	43
IV.5. Constitution d'une pompe centrifuge	44
IV.6. Les courbes caractéristiques.....	45
IV.6.1. Courbes caractéristiques de la conduite.....	46
IV.7. Puissance absorbée.....	47
IV.8. Couplage d'une pompe.....	47
IV.8.1. Couplage en parallèle.....	47
IV.8.2. Couplage en série.....	47
IV.9. Point de fonctionnement.....	48
IV.9.1. Recherche du point de fonctionnement.....	48
IV.9.2. Première variante : modification du temps de pompage.....	49
IV.9.3. Deuxième variante : Régulation par étouffement (<i>Vannage</i>)	50
IV.9.4. Troisième variante : Rognage de la roue	51
IV.9.5. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation.....	51
IV.10. Etude de la cavitation	52
IV.11. Types de pompes à adopter.....	54
IV.12. Choix des pompes du présent projet.....	54
IV.12.1. La station de reprise SR05 vers réservoir Ait Soula.....	54
IV.13. Conclusion.....	56
Chapitre V : Coup de bélier.....	57
V.1. Introduction	57
V.2. Causes du phénomène.....	57
V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier	57
V.3.1. Volant d'inertie	57
V.3.3. Les ventouses.....	59
V.3.4. Cheminée d'équilibre.....	59
V.3.5. Les réservoirs d'air	60
V.4. Conséquences du phénomène.....	61
V.5. Valeurs numériques du coup de bélier.....	61

Sommaire

V.5.1. Célérité de l'onde élastique	61
V.5.2. Cas de fermeture brusque	62
V.5.3. Cas de fermeture lente	62
V.6. Calcul du coup de bélier.....	62
V.7. Pose des conduites	64
V.7.1 Généralités	64
V.7.2 Différentes poses de la canalisation	64
V.7.3. Franchissement des points spéciaux.....	68
V.8. Conclusion.....	69
Chapitre VI : Distribution	70
VI.1. Introduction	70
VI.2. Classification des réseaux d'A.E.P	70
VI.3. Exigences fondamentales du réseau.....	72
VI.4. Conception d'un réseau	72
VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution de la zone 1.....	72
VI.5.1. Détermination des débits du réseau.....	72
VI.6. Calcul des différents débits.....	74
VI.7. Présentation du logiciel EPANET.....	83
VI.7.1.Utilisation du logiciel EPANET	84
VI.7.2. Modélisation du réseau	84
VI.7.3. Résultats après la simulation du réseau par logiciel EPANET	85
VI.8. Résultats de simulation du réseau avec régulateurs de pression.....	91
VI.9.conclusion	99
Conclusion générale	100
Bibliographies.....	101

Introduction générale

L'eau est considérée comme une richesse naturelle épuisable qu'il faut à tout prix protéger. Elle est dotée pour favoriser la vie aussi bien humaine, animale que végétale. De nombreuses méthodes ont été utilisées depuis l'antiquité jusqu'aux temps modernes afin de satisfaire les besoins en eaux des populations sans interférer avec les besoins des populations futures.

Dans ce cadre, le sujet du présent mémoire de fin d'études est l'alimentation en eau potable de trois villages Boumellal, Tihouna et Takorabt de la Commune de Chemini (Wilaya de Bejaia). Les trois villages seront alimentés à partir de la station de reprise 5. Ce travail est réparti en six chapitres :

Dans le premier chapitre, nous débuterons par une description du site, à savoir : la situation climatique, hydrologique et topographique, tout en estimant le nombre d'habitants actuel et à l'horizon 2051. Les différents besoins en eau aux divers horizons, court, moyen et long terme, suivant les données acquises auprès de l'APC de Chemini, BETPH Dehdouh, Bejaia. Algérienne des eaux, direction du projet : réhabilitation de système d'alimentation en eau potable de la ville de Bejaia et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

Dans le deuxième chapitre, nous allons concevoir et dimensionner le réservoir de stockage projeté ainsi que la station de reprise qui servent à l'adduction et la distribution pour les différents villages Boumellal, Tihouna et Takorabt.

L'objet du troisième chapitre est le dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique.

Le quatrième chapitre porte sur le choix des pompes, dont le but est d'acheminer l'eau de réservoir Station de reprise 5 vers le réservoir de stockage AIT SOULA, où on doit tenir compte des conditions d'exploitation désirées. Ce choix se fera à l'aide du catalogue numérique du choix des pompes 'Caprari'.

Ensuite dans le cinquième chapitre, nous allons analyser la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la pose des conduites.

Enfin, dans le dernière chapitre on va dimensionner les différents diamètres des conduites du réseau de distribution, dont l'objectif est d'assurer un bon fonctionnement du réseau pour amener l'eau au trois villages Boumellal, Tihoune et Takorabt, ceci en exploitant le logiciel EPANET.

On terminera par une conclusion générale.

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire afin de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi lesquels nous citons : les données relatives aux agglomérations, celles propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la topographie du site qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.2. Présentation du site

I.2.1. Présentation de la commune de Chemini

La Commune de Chemini fait partie de la Daira de Chemini, Wilaya de Bejaia, située à environ 60 km au Sud-Ouest du Chef-lieu de Wilaya (Figure I.1). Elle est limitée au Nord par la forêt d'Akfadou, au Sud par la Commune d'Ouzellaguen, à l'Est par la Commune de Souk Oufella et à l'Ouest par des localités de la Wilaya de Tizi Ouzou. La Commune est traversée par le CW 173 qui la relie à la Wilaya de Tizi Ouzou [1].

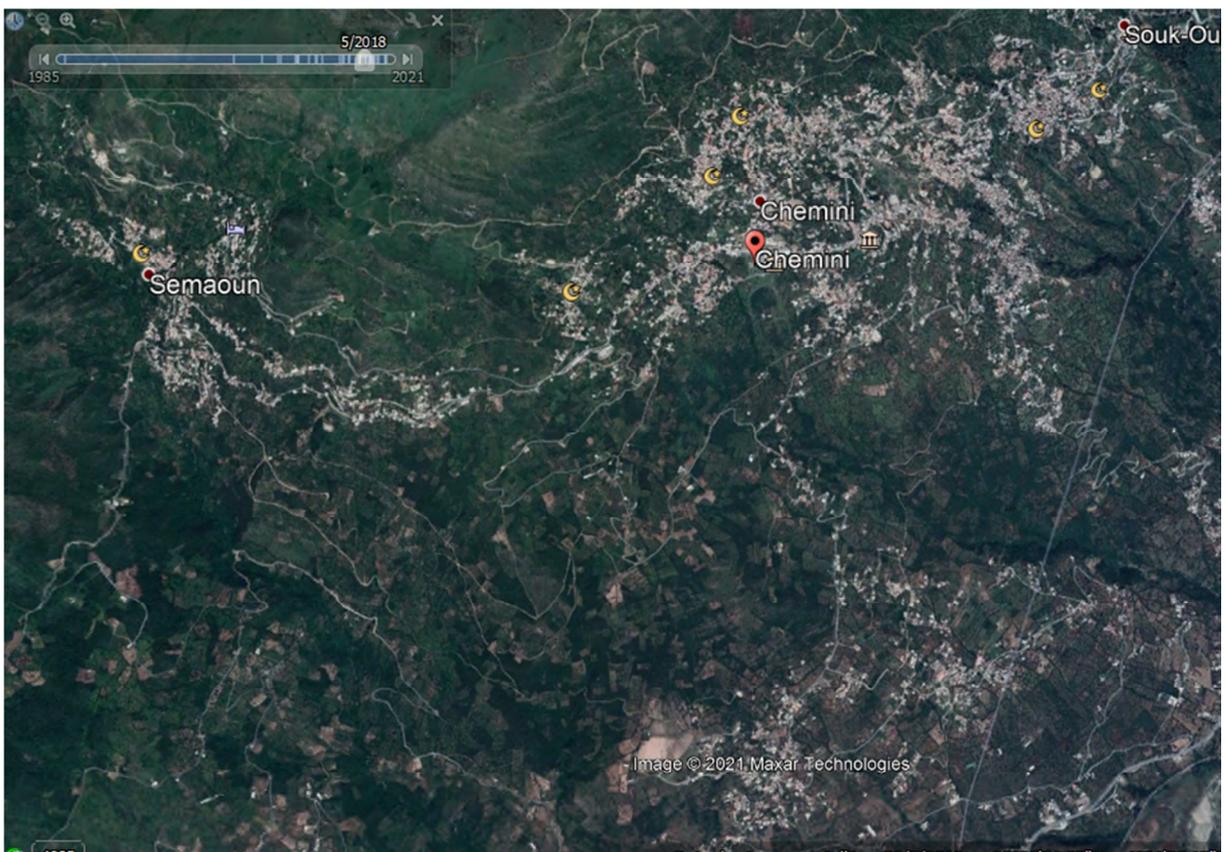


Figure I.1 : Localisation de la commune de Chemini, Wilaya de Bejaia

En 1984, la commune de Chemini s'est détachée de Souk Oufella pour ne garder que les localités suivantes :

Agueni, Ait Chemini, Ait Ouragh, Ait Soula, Ait Zadi, Bouchachiou, Boumellal, Chemini, Djenane, Ilmaten, Imaliouene, Takorabt, Tazrout, Tidjounane, Tighilt, Tihouna et Tissira.

La Commune ainsi constituée s'étend sur 39,04 km² soit 3 904 hectares et comptait 16889 habitants lors du dernier recensement de la population (RGPH, 2020) [2].

La densité de population de la commune de Chemini est de 403 habitants par kilomètre carré. Située à 726 mètres d'altitude moyenne, le centre de Chemini a pour coordonnées géographiques (Figure I.2) :

- Latitude : 36° 36' Nord ;
- Longitude : 4° 37' 0" Est.



Figure I.2 : Image de Chemini centre prise sur Google Earth (Bejaia)

I.2.2. Situation climatique

I.2.2.1. Climat

La zone d'étude est caractérisée par un été sec et chaud et un hiver pluvieux et froid. La température atteint parfois 0 C° ce qui s'accompagne par la chute de neige notamment dans le village haut de la commune (Ait Soula) [1].

I.2.2.2. Pluviométrie

Les pluies dans la région sont connues pour leur intensité et leur brutalité durant la période hivernale, et pratiquement une diminution dans la période estivale. En somme, les précipitations sont réparties d'une façon irrégulière au cours de l'année. Les précipitations moyennes interannuelles varient entre 3 mm et 159 mm avec un pique pluviométrique au mois de décembre. En saison hivernale, la commune reçoit une moyenne de 139 mm d'eau. La neige occupe les altitudes les plus élevées de la montagne [1].

1.2.2.3. Hydrologie

La commune Chemini est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau, particulièrement au versant Sud où l'Oued de la Soummam constitue le bassin de réception de toutes les eaux ruisselées à travers les petits oueds (Ighzer Boumellal, Ighzer Bouamar, Ighzer Ougharbi,...ect.). La figure I.3 représente le bassin hydrographie de la commune de Chemini comme suit :

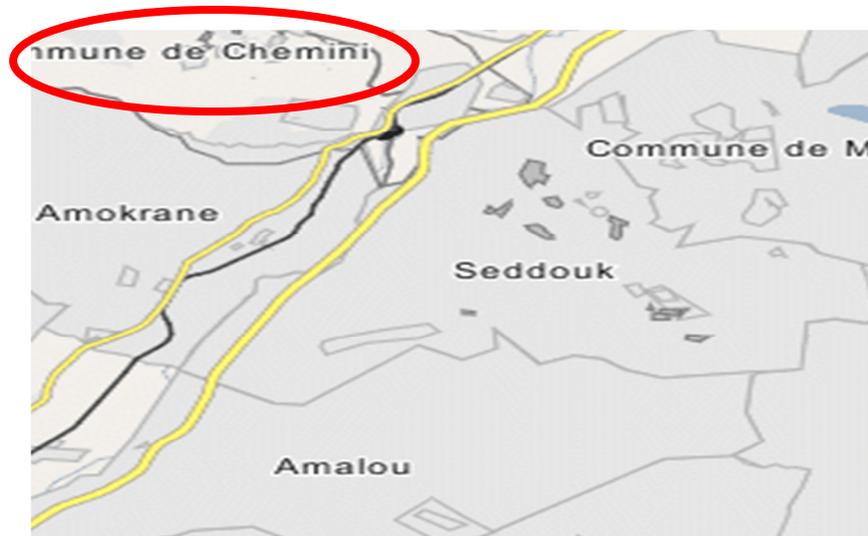


Figure I.3 : *Le bassin hydrographique de la commune de Chemini (Bejaia)*

I .2.3. Relief et topographie

La topographie joue un rôle très important dans la conception d'un projet d'Alimentation en Eau Potable. Le périmètre à étudier présente des pentes fortes favorisant un écoulement rapide et sans infiltration des eaux, à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes. La région d'étude est caractérisée par un relief accidenté avec des pentes accentuées allant de la montagne d'Ait Soula descendant jusqu'à la route nationale N° 26 (limite territoriale de la commune).

1.2.4. La situation des ressources en eau

1.2.4.1. Champ Captant et Sources

La Commune de Chemini est alimentée à partir de ressources souterraines consistant en :

- Une batterie de forages situés sur la rive gauche de l'Oued Soummam au niveau de Takeriet.
- Des sources de montagne captées en hauteur et dominant l'ensemble de la commune.

1.2.4.2. Champ Captant

A) Description des forages

Ils sont au nombre de trois (3) qui alimentent la chaîne de refoulement, le troisième forage a été réalisé récemment. Il n'a été mis en service que récemment, et les équipements sont encore sous garantie. L'emplacement des forages est décrit dans la figure I.4 suivante :

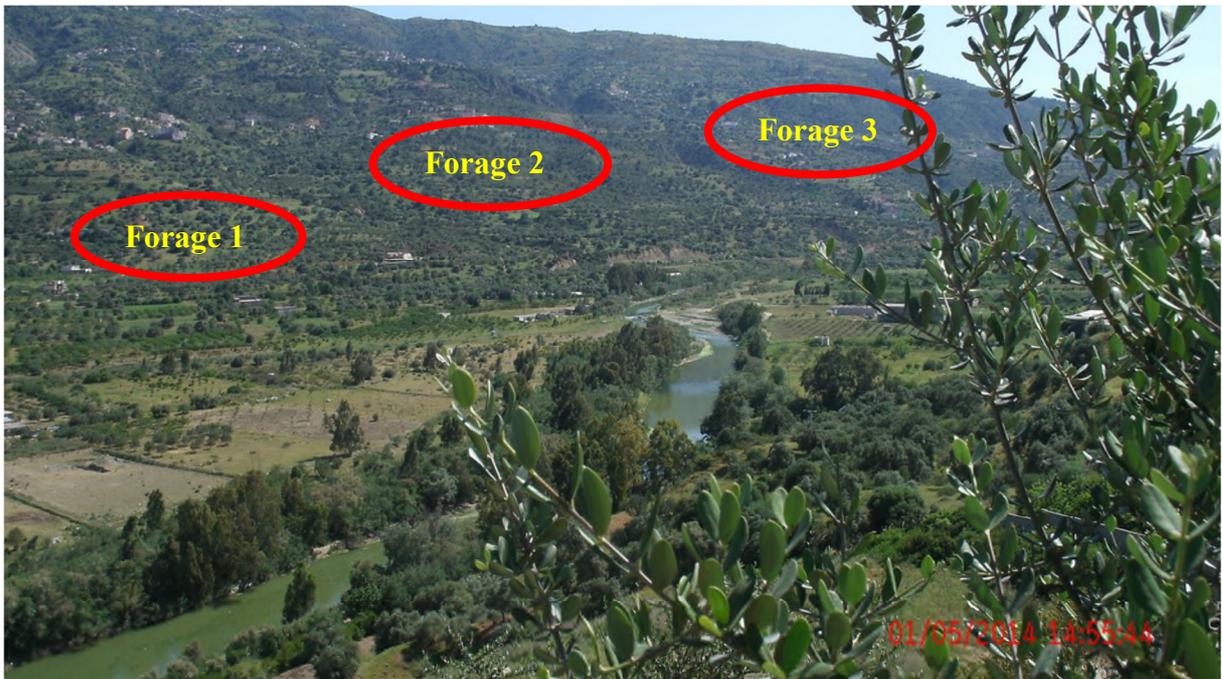


Figure I.4 : Emplacement des forages de la commune de Chemini dans l'Oued Soummam

B) Descriptions des sources

Il s'agit de sources situées sur les hauteurs de la montagne d'Ait Soula.

De caractère plus ou moins pérennes, elles disposent néanmoins d'un débit suffisant pour approvisionner en hiver l'ensemble de la Commune, ainsi que la Commune limitrophe de Souk Oufella [2].

Elles sont mentionnées dans le tableau I.1 suivant :

Tableau I.1: Tableau récapitulatif des sources de Chemini (Bejaia) [1]

Sources	Altitude	Débit (l/mn)	
		Hiver	Eté
Tala Tamesguida	1461.58	100	40
Tala N'Louh	1398.30	150	60
Tala Amghouzen 1	1450.8	100	40
Tala Amghouzen 2	1433.70	50	15
Source Khemsa	1336.54	40	20
Taouint Iharkane	/	160	/
Tablout Imagraf	/	80	/
Source SAM	1233.00	200	50
Indjrane	/	50	/
Azib	/	20	/
Assferdjoune	1235.55	80	20
Hammam Ouarab	1238.96	40	15
Thala Messaoud	/	15	/
Ainceur Izem	/	80	/
Source Tissrifines 1	1370.96	100	40
Source Tissrifines 2	1331.57	40	15
Source Tissrifines 3	1321.72	20	10
Ainceur Tazert	1296.56	60	50
Source A, B	1286.68	60	20
Source C	1282.2	60	35
Source D	1273.84		
Source E	1263.01		
Source F	1239.17	20	15
Source Tilioua	1265.75	80	40
Source El Biour	1225.38	50	/
Total	/	1835	555

Le débit total alimenté par les sources en période d'hiver est de 1835 l/mn soit 30.08 l/s, tandis qu'en période d'été, on trouve 555 l/mn soit 16.16 l/s.

I.3. Estimation des besoins en eau

Une bonne conception d'un projet commence tout d'abord par une estimation convenable des différents besoins que l'agglomération peut exiger. La présente étude sera menée sur l'horizon 2051, en prenant en considération les besoins futurs de la population, non seulement selon l'accroissement de la population dans le temps, mais aussi selon l'extension des équipements dans la zone étudiée.

I.3.1. Evaluation de la population à différents horizons

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

L'évolution de la population suit la loi des accroissements finis, donnée par la formule :

$$P_{fut} = P_{act} X (1 + T)^n \quad (I.1)$$

Où :

- P_{fut} : Population pour l'horizon considéré (futur) ;
- P_{act} : Population actuelle ;
- T : Taux d'accroissement démographique ;
- n : Nombre d'années de calcul.

Avec un taux d'accroissement démographique 2%, et on prend comme référence l'année 2020 [1,2].

- **Actuel 2021 (une durée d'une année)**

$$P_{2021} = P_{2020} (1 + 0.02)^1 = 16889(1+0.02) = 17227 \text{ habitants.}$$

- **Long terme : 2051 (une durée de 30ans)**

$$P_{2051} = P_{2021} (1 + 0.02)^{30} = 31204 \text{ habitants.}$$

Selon le mode d'alimentation actuel, il y a 07 zones, qui sont réparties comme suit [1]:

- ZONE I : Boumellal+Takorabt+Tihouna
- ZONE II : Tidjounan haute+Partie basse Taghrast
- ZONE III : Partie haute Taghrast
- ZONE IV : Chef lieu+Ait chemini+Imaaliouen
- ZONE V : Semaoune
- ZONE VI : Ait soula
- ZONE VII : Tidjounan Basse (Laazib Mellah).

Dans la présente étude, on s'intéresse à la zone I composée des villages Boumellal, Tihouna et Takorabt.

L'analyse démographique est élaborée sur la base de la dernière campagne de recensements (RGPH 2020). Ce recensement fait ressortir un nombre de population total de 16889 habitants en 2020. La population actualisée pour l'année 2021 est de 17227 habitants (Figure I.5).

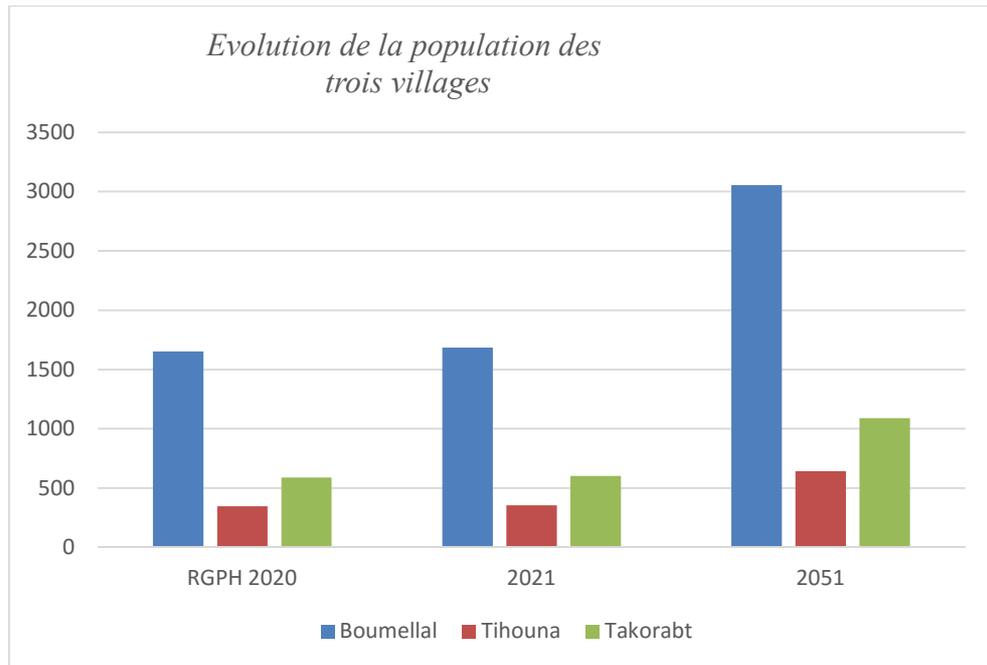


Figure I.5 : Evolution de la population des trois villages (Bejaia)

Les résultats de calcul du nombre d’habitant pour les différents horizons sont regroupés dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : Evaluation de la population à l’horizon de 2051

Année		RGPH 2020	2021	2051
Population de la commune de Chemini		16889	17227	31204
Village	Boumellal	1653	1686	3054
	Tihouna	348	355	643
	Takorabt	590	602	1090

I.3.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine à partir de la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = (D * N_p / 1000) \quad (I.2)$$

Où :

- $Q_{moy.j}$: Débit moyen de consommation en (m^3/j);
- D : Dotation (l/j/hab);
- N_p : Nombre d’habitants.

1.3.2.1. Dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité que doit utiliser l'être humain pour satisfaire ses différents besoins à savoir, la boisson, la douche, le ménage,...etc. Pour l'estimation des besoins, les dotations suivantes sont prise en considération [2] :

- Situation actuelle: 150 l/j/hab.
- Situation future: 200 l/j/hab.

1.3.3. Les différents types de besoins

1.3.3.1. Besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de certains critères dont les principaux sont:

- le niveau de vie de la population ;
- le nombre d'habitants ;
- le développement urbain de la ville ;
- Les ressources existantes.

On peut estimer les besoins en eau de chaque village (Tihouna, Boumellal et Takorabt) par la relation suivante :

$$\text{Besoins en eau (l/j)} = \text{nombre d'habitant} \times \text{la dotation (l/j/hab)} \quad (1.3)$$

Les besoins domestiques sont représentés dans le tableau I.3 ci-après.

Tableau I.3 : Besoins domestiques

Village	Nombre d'habitants		Besoins (m^3 /j)		Besoins (l/s)	
	2021	2051	2021	2051	2021	2051
Boumellal	1686	3054	252.9	610.8	2.93	7.07
Tihouna	355	643	53.25	128.6	0.62	1.49
Takorabt	602	1090	90.3	218	1.05	2.52
Total	2643	4787	396.45	957.4	4.6	11.08

1.3.3.2. Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont inexistantes dans les trois villages qu'on va étudier.

1.3.3.3. Besoins scolaires

Le tableau I.4 ci-dessous illustre les besoins scolaires.

Tableau I.4 : Besoins scolaires

Village	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Boumellal	01 Ecole primaire	150	15	2.25	0.03
Tihouna	-	-	-	-	-
Takorabt	01 CEM	399	15	5.99	0.07
	02 Ecoles primaires	500	15	7.5	0.09
Total				15.74	0.19

I.3.2.3. Besoins socioculturels

Le tableau I.5 ci-dessous illustre les besoins socioculturels.

Tableau I.5 : Besoins socioculturels

Village	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Boumellal	01 Mosquée	50	20	1	0.01
Tihouna	-	-	-	-	-
Takorabt	01 Mosquée	50	20	1	0.01
Total				2	0.02

I.3.2.4. Besoins sportifs

Le tableau I.6 regroupe les équipements sportifs existants.

Tableau I.6 : Besoins sportifs

Village	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Takorab	-	-	-	-	-
Tihouna	-	-	-	-	-
Boumellal	01 Salle de sport	30	50	1.5	0.017
Total				1.5	0.017

I.4. Majoration de la consommation moyenne journalière Q_{maj,j}

Afin d'éviter toute insuffisance dans l'alimentation des consommateurs qui peut être due soit à :

- une consommation non calcifiée (illégal) ;
- des fuites chez le consommateur (robinet) ;

- des fuites dans le système de distribution qui sont fonction : du type de tuyau, de la nature du terrain, du vieillissement du réseau, des différents équipements hydrauliques et de la qualité de l'entretien.

On prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Donc le débit moyen journalier devient :

$$Q_{maj j} = Q_{moy j} + (Q_{moy j} \times 0.2) \quad (I.4)$$

$$Q_{maj j} = k_f \times Q_{moy j} \quad (I.5)$$

Avec, le coefficient de fuites $k_f = 1.2$

- $Q_{maj j}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- k_f : coefficient de fuites ;
- $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) \leftrightarrow

$$Q_{moy j} = Q_{dom} + Q_{equip} \quad (I.6)$$

- Q_{dom} : Débit domestique (m^3/j) ;
- Q_{equip} : Débit d'équipements (m^3/j).

La consommation maximale journalière est représentée dans le tableau I.7 :

Tableau I.7 : Consommation maximale journalière

Année	Village	Populations	$Q_{dom}(m^3/j)$	$Q_{equip}(m^3/j)$	K_f	$Q_{moy j}(m^3/j)$	$Q_{maj j}(m^3/j)$
2021	Boumellal	1653	252.9	4.75	1.2	257.65	309.18
	Tihouna	348	53.25	-	1.2	53.25	63.9
	Takorabt	590	90.3	14.49	1.2	104.79	125.75
Total		2591	396.45	-	-	415.69	498.83
2051	Boumellal	3054	610.8	4.75	1.2	615.55	738.66
	Tihouna	643	128.6	-	1.2	128.6	154.32
	Takorabt	1090	218	14.49	1.2	232.49	278.988
Total		4787	957.4	-	-	976.64	1171.968

I.4.1. Calcul du débit maximum journalier ($Q_{max j}$)

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

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

- $Q_{max j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $K_{max j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3. On prend $K_{max j} = 1.3$.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

I.4.2. Calcul du débit minimum journalier ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en multipliant le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy.j}}$) par un coefficient d'irrégularité $K_{\min.j}$ qui varie entre 0.7 et 0.9.

Pour des villes de faible importance, il est estimé à 0.9 [2].

D'où :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy } j} \quad (\text{I.8})$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont regroupées dans le tableau I.8 suivant :

Tableau I.8 : Consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Année	Village	$Q_{\text{moy } j} (m^3/j)$	$Q_{\min j} (m^3/j)$	$Q_{\max j} (m^3/j)$
2021	Boumellal	257.65	231.89	334.94
	Tihouna	53.25	47.92	69.23
	Takorabt	104.79	94.32	136.23
Total		415.69	374.13	540.4
2051	Boumellal	615.55	553.99	800.215
	Tihouna	128.6	115.74	167.18
	Takorabt	232.49	209.24	302.24
Total		976.64	878.97	1269.63

I.5. Variations des débits horaires

Le débit journalier subit des variations durant les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{\max.h}$ et $K_{\min.h}$ dits respectivement, coefficient de variation maximale horaire et coefficient de variation minimale horaire. Avec :

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

$$K_{\min h} = \text{Consommation minimale horaire} / \text{consommation moyenne horaire} \quad (\text{I.10})$$

Consommation moyenne horaire

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

Avec :

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

Consommation minimale horaire :

$$Q_{minh} = Q_{min j} / 24 \quad (I.12)$$

Consommation maximale horaire :

$$Q_{maxh} = Q_{max j} / 24 \quad (I.13)$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont regroupées dans le tableau I.9 suivant :

Tableau I.9: Tableau récapitulatif des consommations $Q_{moy.j}$, $Q_{min.j}$ et $Q_{max.j}$

Année	Village	$Q_{moyh}(m^3/h)$	$Q_{minh}(m^3/h)$	$Q_{maxh}(m^3/h)$
2021	Boumellal	13.75	9.66	13.95
	Tihouna	2.88	1.99	2.88
	Takorabt	5.68	3.93	5.68
Total		22.31	15.58	22.51
2051	Boumellal	25.65	23.08	33.34
	Tihouna	5.36	4.82	6.96
	Takorabt	9.687	8.72	12.59
Total		40.69	36.62	52.89

1.5.1. Coefficients d'irrégularité horaires

1.5.1.1. Coefficient d'irrégularité horaire maximum

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max h} = a_{max} \times \beta_{max} \quad (I.14)$$

Où :

- a_{max} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération, il varie entre 1.2 et 1.4, pour notre cas on prend $a_{max} = 1.3$.
- β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants de l'agglomération, il est donné par le tableau I.10 suivant :

Tableau I.10: Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant X1000	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
Valeurs de β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Les résultats sont donnés dans le tableau I.11 ci-après (Annexe 1).

Tableau I.11 : Détermination des valeurs des coefficients K_{maxh} en fonction du nombre d'habitants

Année	Village	Nombre d'habitant	β_{max}	a_{max}	$K_{max h}$
2021	Boumellal	1653	1.85	1.3	2.41
	Tihouna	348	2	1.3	2.6
	Takorabt	590	2	1.3	2.6
2051	Boumellal	3054	1.65	1.3	2.14
	Tihouna	643	2	1.3	2.6
	Takorabt	1090	1.9	1.3	2.47
Total 2051		4787	1.55	1.3	2.015

I.5.1.2. Coefficient d'irrégularité horaire minimum

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement du réseau du point de vue pression.

$$K_{min h} = a_{min} \times \beta_{min} \quad (I.15)$$

Avec :

- a_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend : $a_{min} = 0.5$.
- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau I.12 suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau I.12 : Variation du coefficient β_{min}

Nombre d'habitants X1000	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

Les résultats sont donnés dans le tableau I.13 ci-après.

Tableau I.13 : Détermination des valeurs des coefficients K_{minh} en fonction du nombre d'habitants

Année	Village	Nombre d'habitant	β_{min}	a_{min}	$K_{min h}$
2021	Boumellal	1653	0.1	0.5	0.05
	Tihouna	348	0.1	0.5	0.05
	Takorabt	590	0.1	0.5	0.05
2051	Boumellal	3054	0.15	0.5	0.075
	Tihouna	643	0.1	0.5	0.05
	Takorabt	1090	0.1	0.5	0.05

I.6. Récapitulatif des résultats

Les résultats trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau I.14 ci-dessous :

Tableau I.14 : Récapitulatif des résultats

Année	Village	$Q_{maj j}$ (m^3/j)	$Q_{max j}$ (m^3/j)	$Q_{min j}$ (m^3/j)	$K_{max h}$ (m^3/h)	$K_{min h}$ (m^3/h)
2021	Boumellal	309.18	334.94	231.89	2.41	0.05
	Tihouna	63.9	69.23	47.92	2.6	0.05
	Takorabt	125.75	136.23	94.32	2.6	0.05
Total		498.83	540.4	374.13	-	-
2051	Boumellal	738.66	800.215	553.99	2.14	0.075
	Tihouna	154.32	167.18	115.74	2.6	0.05
	Takorabt	278.98	302.24	209.24	2.47	0.05
Total		1171.968	1269.63	878.97	-	-

I.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié les différentes caractéristiques (situation géographique, relief et topographe, climat,...etc.) de la commune de Chemini (Bejaia). On a touché par notre étude trois villages : Boumellal, Tihouna et Takorabt. On a estimé les besoins en eau de la zone étudiée. Cette estimation nous a permis de trouver un débit maximal journalier de $958.55m^3/j$ pour les villages étudiés, soit 11.09 l/s à l'horizon 2051. Ceci nous permettra certainement de mieux évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau, ainsi que de bien dimensionner le réseau d'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

II.1. Introduction

Les points qui relient entre les réseaux de distribution et d'adduction sont les réservoirs, ils sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

II.2. Fonctions des réservoirs

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable. Les principales fonctions des réservoirs sont [3]:

La régulation du débit entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).

La régulation de pression en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.

La sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle. Comme ils offrent d'autres avantages, à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau,... etc.) ;
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe ;
- Régularité des pressions dans le réseau.

II.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes [3] :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Sur sol ;
- Sur tour ou surélevé (château d'eau).

II.4. Equipements des réservoirs

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas, par ailleurs, de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois pendant la vie de l'ouvrage, pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques,...etc.). Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Pour les équipements lourds, les chambres doivent être équipées par des rails, poutres ou des crochets pour faciliter la manipulation de ces équipements [4].

II.4.1. Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles. On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel et/ou des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...etc.) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégé contre les intrusions des personnes étrangères au service [5].

II.4.2. Equipements de nettoyage

Les équipements de nettoyages sont :

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel,
- Equipements spéciaux pour le nettoyage,
- Pompe d'alimentation en eau.

II.4.3. Equipements hydrauliques

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé par :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Une conduite by-pass ;
- Un système de matérialisation d'incendie [3].

La figure II.1 ci-dessous représente les équipements hydrauliques d'un réservoir :

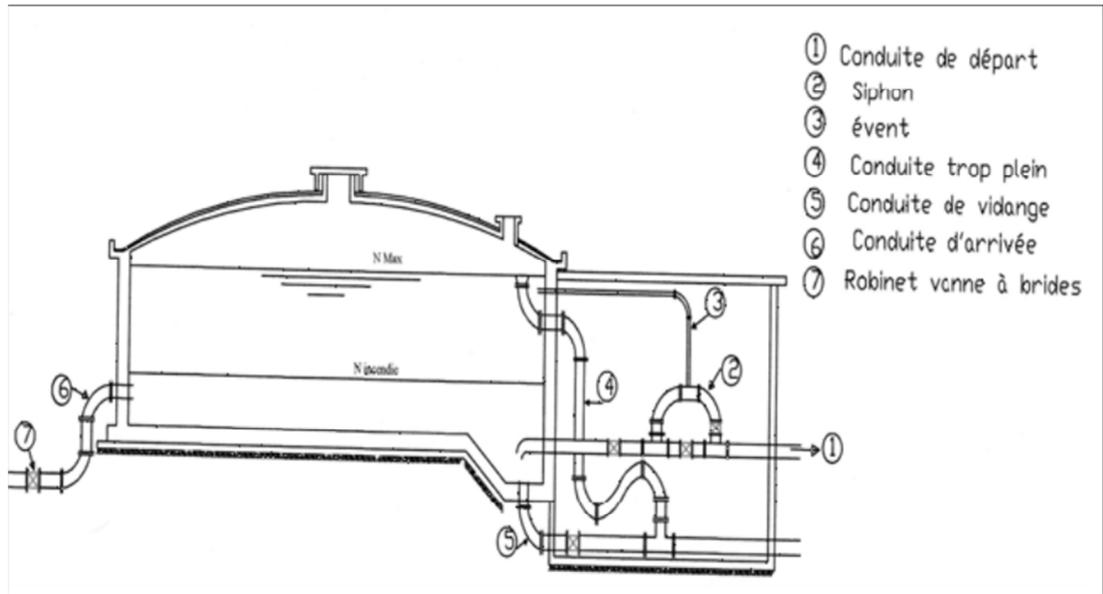


Figure II.1 : Equipements hydrauliques des réservoirs [6]

La figure II.2 représente les équipements d'un réservoir d'eau potable.

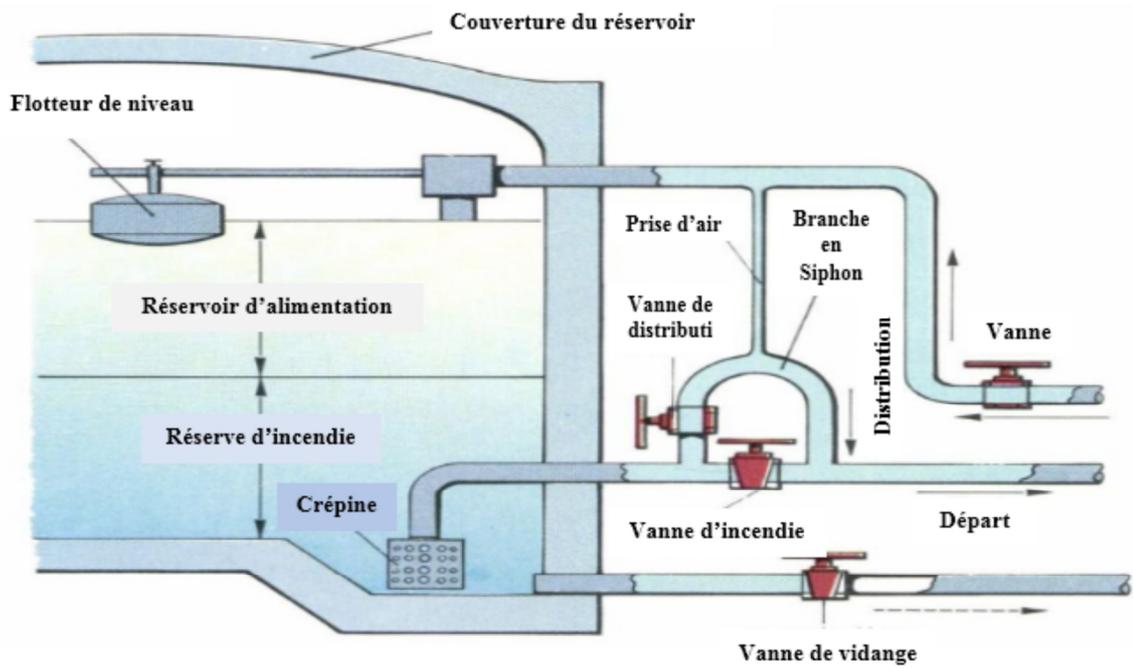


Figure II.2 : Equipements d'un réservoir d'eau potable [3]

II.5. Description du réseau d'écoulement actuel de la commune de Chemini

Le schéma synoptique du réseau d'adduction de la commune de Chemini présenté dans la figure II.3 montre l'enchaînement avec côtes des réservoirs du réseau qui vont servir pour satisfaire les besoins des villages de la commune de Chemini [2].

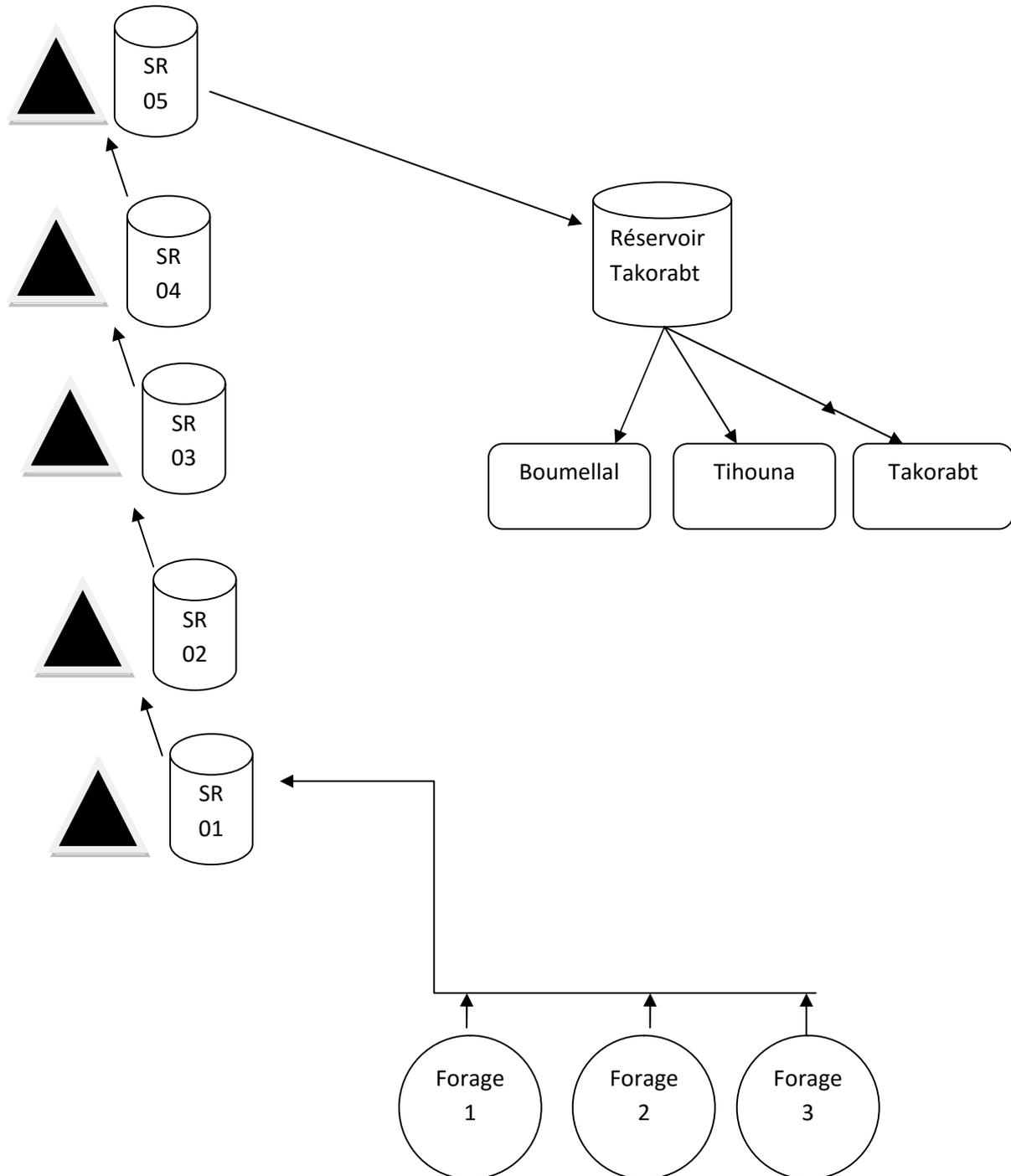


Figure II.3 : Schéma synoptique du réseau d'adduction existant de la commune de Chemini

La chaîne de refoulement alimentant Takorabt débute des trois forages situés à la rive gauche de l'Oued Soummam au niveau de Takeriet, et se termine au niveau du réservoir final Ait Soula passant par une succession de 05 stations de reprise, dont l'emplacement assure un acheminement étagé vers le réservoir sus-cité (Figure II.3).

Dans la présente étude on s'intéresse à la station de reprise 05 (Takorabt) qui transfère l'eau vers les deux villages Boumellal et Tihouna [2].

II.6. Adduction

La commune de Chemini est alimentée par deux chaînes d'adduction [1] :

- Adduction gravitaire à partir de sources ;
- Adduction par refoulement à partir d'une batterie de forages.

II.6.1. Adduction par refoulement

C'est une chaîne alimentée par trois (03) forages, composée de cinq (5) stations de reprise avec un pompage de 24 heures sur 24 heures [2].

II.6.2. Description de la chaîne actuelle

La chaîne de refoulement actuelle, prend naissance à partir de 03 forages, situés en rive gauche de l'Oued Soummam, à la sortie Ouest de Takerietz (Figure II.4).



Figure II.4 : Emplacement des forages dans la rive gauche de l'Oued Soumma (Bejaia) [2]

A partir de ces forages, l'eau est refoulée via 05 stations de reprises, jusqu'au réservoir final situé sur les hauteurs d'Ait Soula.

Le Réservoir de la station de reprise N°3 assure la distribution d'une partie de Tidjounane et Tagharast.

Le Réservoir de la station de reprise N°4 distribue l'autre partie de Tidjounane et Tagharast. Le Réservoir de la station de reprise N°5 distribue les villages : Imaâliouene, Chemini centre, Ait Chemini, Azrou et le réservoir du village Takorabt qui alimente les villages de Boumellal et Tihouna.

II.7. Dimensionnement de réservoir

II.7.1. Capacité de réservoir

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé en tenant compte, bien entendu, du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer [5] :

- **La méthode analytique** : Elle consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).
- **La méthode graphique** : Elle est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés 'Va' provenant de l'alimentation et 'Vc' correspondant à la Consommation. Ensuite, en traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est : $[V_a - V_c]$.

Pour satisfaire le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Le volume maximal de stockage du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{P_{max}\% Q_{max j}}{100} \quad (II.1)$$

Avec :

- V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3) ;
- $Q_{max j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j) ;
- $P_{max}\%$: Résidu maximal dans le réservoir en (%).

II.7.2. Le volume total du réservoir

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

Avec :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (II.2)$$

- V_T : Capacité totale du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

II.7.3. Détermination de la valeur de p_{max}

On procède comme suit:

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation $K_{\max h}$ horaire pour les trois villages Boumellal, Tihouna et Takorabt. Le tableau de distribution du débit journalier nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24h.
- On répartit le débit avec un pompage de 24 heures sur 24 heures.
- On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation, cette différence est reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée P_{\max} (%) sera le pourcentage du volume de stockage selon la formule suivante:

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

Avec :

- $|R_{\max}^+|$: Résidu maximum positif ;
- $|R_{\max}^-|$: Résidu maximum négatif.

II.7.4. Méthodologie de dimensionnement d'un réservoir

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on le dimensionne à l'aide de la formule suivante:

$$D = \left(\frac{4 * V_r}{\pi * H} \right)^{1/2} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir (m);
- V_r : Volume du réservoir ;
- H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = \frac{4 * V_{inc}}{\pi * D^2} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir(m);
- V_{inc} : Le volume de la réserve d'incendie égal à 120 m^3 .

II.7.5. Dimensionnement de station de reprise 05

La station de reprise est un réservoir équipé d'une station de pompage permettant le refoulement. Le dimensionnement de la station de reprise SR05, sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas. On prendra dans ce cas un temps de stockage d'un quart d'heure (1/4 heure).

Le volume de la station de reprise se calcul comme suit:

$$V_{st} = Q_{\max h} X t \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- V_{st} : Volume de la station de reprise;
- Q_{maxh} : Débit entrant dans la station;
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0.25$ heure).

$$t = 60 / 4 = 15 \text{ mn} = 0,25 \text{ h}$$

II.8. Détermination des capacités des réservoirs

II.8.1. Vérification de la capacité du réservoir existant

Actuellement la zone d'étude Boumellal, Tihouna et Takorabt est alimentée par le réservoir $50m^3$ existant (Takorabt). Ce dernier est alimenté gravitairement par la SR05 (2*250), dont le nombre d'habitant pour l'horizon 2051 est de 4787 habitants.

La variation du débit horaire est obtenue à partir des valeurs des coefficients B_{max} et α_{max} qui sont données précédemment dans le tableau I.10 :

$$B_{max}=1.55 \quad \text{et} \quad \alpha_{max} =1.3$$

Donc :

$$K_{maxh} = 1.55 \times 1.3 = 2.015$$

Le tableau II.1 ci-dessous regroupe les résultats obtenus.

Les calculs du tableau II.1 sont effectués à partir de (Annexe1) :

Tableau II.1 : Dimensionnement du réservoir Takorabt

Heure	Apport		Distribution		Déficit /surplus	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h		
00-01	4.16	52.82	0.75	9.52	3.41	3.41
01-02	4.16	52.82	0.75	9.52	3.41	6.82
02-03	4.16	52.82	1	12.70	3.16	9.98
03-04	4.16	52.82	1	12.70	3.16	13.14
04-05	4.16	52.82	3	38.09	1.16	14.3
05-06	4.16	52.82	5.5	69.83	-1.34	12.96
06-07	4.16	52.82	5.5	69.83	-1.34	11.62
07-08	4.16	52.82	5.5	69.83	-1.34	10.28
08-09	4.17	52.94	3.5	44.44	0.67	10.95
09-10	4.17	52.94	3.5	44.44	0.67	11.62
10-11	4.17	52.94	6	76.18	-1.83	9.79
11-12	4.17	52.94	8.5	107.92	-4.33	5.46
12-13	4.17	52.94	8.5	107.92	-4.33	1.13
13-14	4.17	52.94	6	76.18	-1.83	-0.7
14-15	4.17	52.94	5	63.48	-0.83	-1.53
15-16	4.17	52.94	5	63.48	-0.83	-2.36
16-17	4.17	52.94	3.5	44.44	0.67	-1.69
17-18	4.17	52.94	3.5	44.44	0.67	-1.02
18-19	4.17	52.94	6	76.18	-1.83	-2.85
19-20	4.17	52.94	6	76.18	-1.83	-4.68
20-21	4.17	52.94	6	76.18	-1.83	-6.51
21-22	4.17	52.94	3	38.09	1.17	-5.34
22-23	4.17	52.94	2	25.39	2.17	-3.17
23-24	4.17	52.94	1	12.70	3.17	0
Total	100	1 269.63	100	1 269.63		0

D'après le tableau II.1 précédent, on a:

$$P_{max} = |14.3| + |-6.51| = 20.81$$

$$V_{max} = (1269.63 \times 20.81) / 100 = 264.21 \text{ m}^3$$

$$V_T = 264.21 + 120 = 384.21 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume de 400 m^3 .

- La capacité du réservoir existant Takorabt de 50 m^3 ne peut pas faire face à la demande future de la zone d'étude, alors un nouveau réservoir d'une capacité de 350 m^3 sera projeté et sera jumelé avec celui existant.

➤ **Le diamètre du réservoir projeté**

On prend $H=3\text{m}$

$$D = \left(\frac{4 \cdot V_T}{\pi \cdot H} \right)^{1/2} \quad \text{Avec : } V_T = 350 \text{ m}^3 \quad D = \left(\frac{4 \cdot 350}{\pi \cdot 3} \right)^{1/2} = 12.19 \text{ m}$$

D'où : $D=12 \text{ m}$

➤ **Hauteur d'incendie du réservoir**

$$H_{inc} = \frac{4 \cdot V_{inc}}{\pi \cdot D^2} \quad H_{inc} = \frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot D^2}$$

$$H_{inc} = 1.029 \text{ m}$$

II.9. Conclusion

La capacité du réservoir actuel est loin de satisfaire les besoins en eau de toute la commune en matière de stockage à l'horizon d'étude (2051). Nous allons donc prévoir un autre réservoir de 350 m^3 qui sera jumelée avec le réservoir de Takorabt existant 50 m^3 .

Nous passerons au dimensionnement des conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs qui est l'objet du prochain chapitre.

III.1. Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source de captage à son lieu de consommation à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc).

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant L'eau vers les trois villages de la zone d'étude et la détermination du type de matériaux convenables.

III.2. Type d'adduction

III.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée ou l'écoulement dans les conduites dépend de la pente [3].

Le schéma général d'une adduction gravitaire est représenté dans la (figure III.1) :

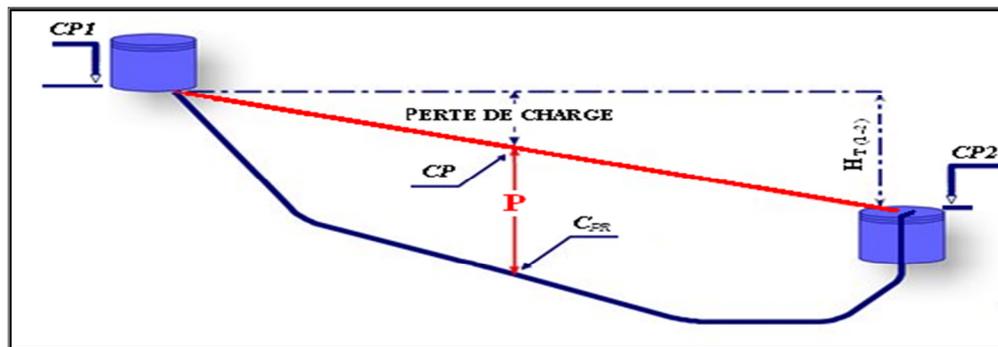


Figure III.1 : Schéma général d'une adduction gravitaire [3]

III.2.2. Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge, c'est-à-dire dans des conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

III.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relai entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

III.3. Quelques notions simples sur l'adduction

III.3.1. Choix du tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique [7]:

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement;
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Ces phénomènes dangereux se produisent dans le cas du refoulement, lors de l'arrêt brusque des pompes (phénomène du coup de bélier).
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées.

III.3.2. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

III.3.3. Choix du type des conduites

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels [7] :

- Le diamètre;
- La pression supportée;
- Les conditions d'installation;
- Le type de sol;
- Le revêtement;
- Bonne étanchéité;
- La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique).

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :

- La disponibilité;
- La durée de vie;
- Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite:

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile);
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint);
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison des avantages qu'elles présentent:

- Facilité de pose;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites);
- Répond parfaitement aux normes de potabilité;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 C°);
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible);
- Résiste à la corrosion.

III.4. Dépôts dans l'adduction

L'eau captée peut être chargée en limons, sable, le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solide au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problème dans le futur, surtout dans le cas d'adduction longue, trois précautions s'imposent [8]:

- Prévoir un décanteur des sableurs en tête d'ouvrage ;
- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0.5 m/s ;
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides [5].

III.4.1. Conditions limites de la vitesse

Dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites et d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau, la vitesse d'écoulement sera limitée à 1.5 m/s.

Afin d'éviter les phénomènes de dépôt et d'assurer un auto-curage continu des conduites, la vitesse minimale d'écoulement doit être supérieure ou égal à 0.5 m/s. Donc pour le choix de diamètre, il faut vérifier les conditions limites de la vitesse.

III.5. Equipements des conduites d'adduction

III.5.1. Robinet vanne

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres [9].

a- Vannes papillons

Une vanne papillon est une vanne de sectionnement de construction relativement simple. En position fermée, le disque bloque le passage de l'eau tandis qu'en position ouverte, le disque est tourné pour permettre l'écoulement. Un quart de tour amène la vanne en ouverture ou fermeture totale. La vanne papillon est ainsi conçue pour une ouverture et une fermeture rapide.

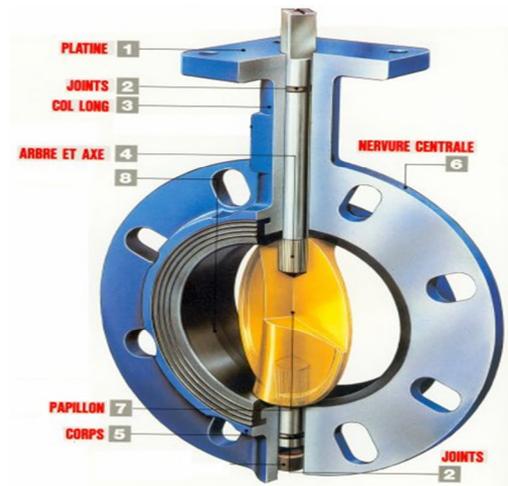


Figure III.2 : Vanne à papillon [10]

b- Robinet vanne à coin (à opercule)

Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillons. L'arrêt se fait par un obturateur en forme de coin. Les robinets-vannes à passage direct sont les vannes les plus courantes pour isoler un circuit.

➤ **Avantages**

- Ouverture totale, pas de perte de charge;
- Étanchéité robuste.

➤ **Inconvénients**

- Encombrement ;
- Manœuvre multi-tours ;
- Motorisation difficile ;
- Pas de régulation.



Figure III.3 : Vanne à opercule [10]

c- Robinet de vidange (vanne de décharge)

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas des canalisations pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoin. Ces robinets doivent être facilement accessibles.



Figure III.4 : Vanne de décharge [10]

III.5.2. Les ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air qui s'y accumule.

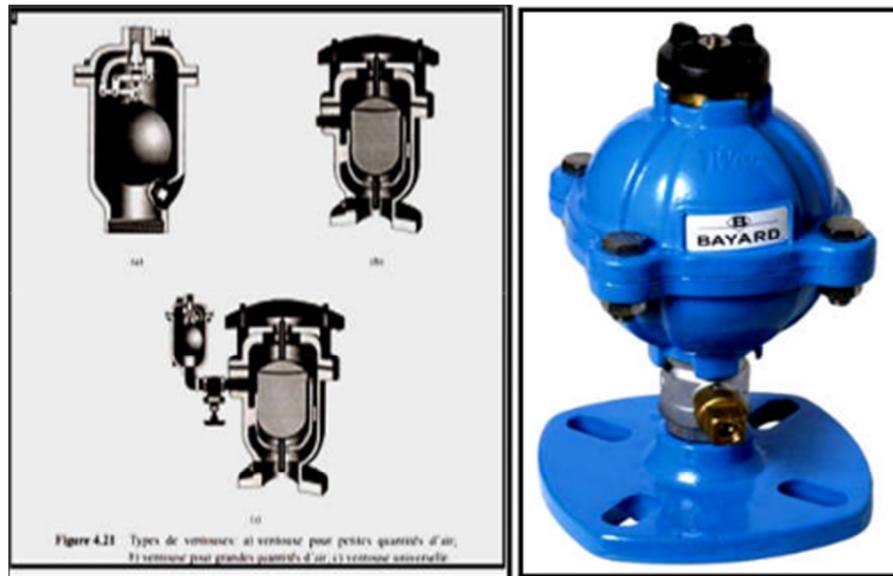


Figure III.5 : Ventouse [11]

III.5.3. Les clapets anti retour

Ce sont des dispositifs installés sur une tuyauterie permettant de contrôler le sens de circulation d'un fluide quelconque. Le fluide (liquide, gaz, air comprimé, etc.) peut donc circuler dans un certain sens, mais son flux est bloqué si ce sens s'inverse. Donc on doit obligatoirement en équiper la conduite de refoulement à la sortie de la pompe dans la station de pompage.



Figure III.6 : Clapet anti retour [10]

III.5.4. Les crépines

Les crépines évitent l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elles sont constituées d'un cylindre perforé qui empêche le passage des objets. Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air, en outre elle doit être située à environ 0.5 m du fond du puisard.



Figure III.7 : Boite à crépines [10]

III.5.5. Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite [12]:

a- Vanne de régulation du débit : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.

b- Vanne de régulation de la pression amont : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

c- Vanne de régulation de la pression aval : son but est de fournir une pression à l'aval constant.

III.5.6. Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions, on distingue :

- **Les coudes** : destinés pour le changement de direction ;
- **Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- **Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différents.

III.5.7. Choix du site de stockage

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux contraintes suivantes :

- Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0.2 l/s) ;
- Etre plus près des usagers.

III.6. Etude technico-économique

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes.

III.6.1. Calcul du diamètre économique

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes [6]:

La formule de BONNIN:

$$D_{c1} = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

La formule de BRESS:

$$D_{c2} = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec:

- $D_{c1,2}$: Diamètre de la conduite (m);
- Q : Débit véhiculé (m^3/s).

Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable. Cette dernière sera prise entre 0.5 et 1.5 m/s.

III.6.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

- V : Vitesse d'écoulement (m/s);
- Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s);
- D_n : Diamètre normalisé de la conduite (m).

III.6.3. Calcul des pertes de charge

Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires ;

- Les pertes de charge singulières.

III.6.3.1. Pertes de charge linéaires

Ce sont des pertes de charge régulières, dues au frottement de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles [4].

Elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach [13]:

$$H_l = J \times L = L \times \lambda \frac{V^2}{D_n \times 2g} \quad (\text{III.4})$$

Avec:

- J: Perte de charge linéaire en (m/ml);
- L: Longueur de la conduite (m);
- λ : Coefficient de frottement de Darcy, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

➤ Calcul du coefficient des pertes de charge (λ)

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

➤ Régime turbulent rugueux : λ est donné par la formule de Nikuradze [13] :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D_n} \right)^{-2} \quad (\text{III.5})$$

Avec:

- K: Coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.001 mm et 0.002 mm pour le PEHD, et entre 0.25 et 0.3 pour la fonte ductile.

➤ Régime transitoire : λ est donné par la formule de Colebrook [13]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- K : Coefficient de rugosité ;
- R_e : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule :

$$R_e = \frac{V D_n}{\gamma} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- γ : Viscosité cinématique de l'eau $\gamma = 10^{-6} (m^2/s)$ à une température de 20°C.

III.6.3.2. Pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets...etc, et estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_s = 0.1 XH_l \quad (\text{III.8})$$

Avec:

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

III.6.3.3. Pertes de charge totales

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

$$H_t = H_s + H_l = H_l + (0.1 * H_l) \quad (\text{III.9})$$

$$H_t = 1.1 * H_l = 1.1 * J * L \quad (\text{III.10})$$

$$H_t = 1.1 \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- H_t : Perte de charge totale (m) ;
- H_s : Perte de charge singulière (m) ;
- H_l : Perte de charge linéaire (m).

III.6.3.4. Détermination du nombre de tours d'ouverture de la vanne

Calcul du coefficient des pertes de charge singulières K_s [13] :

$$K_s = 0.2 + (X/D)^5 * 23.8 / 1 - (X/D) \quad (\text{III.12})$$

Avec:

- K_s : Coefficient des pertes de charge singulières;
- X : Abaissement de l'opercule du robinet vanne (mm);
- D : Diamètre de la conduite (mm).

Après avoir trouvé le pourcentage d'élévation, un tableau donnant le nombre de tour nécessaire à l'ouverture de la conduite, permet de trouver le nombre de tour nécessaire pour l'ouverture voulue (Annexe 2).

III.7. Détermination de la hauteur manométrique

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

$$H_{mt} = H_g + \Delta h_t \quad (\text{III.13})$$

Avec:

- H_g : La hauteur géométrique ;
- Δh_t : Les pertes de charge totales.

III.7.1. Détermination de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit :

$$P_a = (g * H_{mt} * Q) / \eta \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- η : Rendement de la pompe (%) ; compris entre 70 et 80 %. on prend $\eta = 70\%$;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($9.81 m/s^2$) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

III.7.2. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E = P_a * t_p * 365 \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (kWh) ;
- t_p : Nombre d'heures de pompage par jour (24 h pour les forages, 20 h pour la station pompage) ;
- P_a : Puissance de la pompe (KW).

III.7.3. Détermination des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{exp} = E * e \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe en (KWh/an) ;
- e : Prix unitaire d'un KWh imposé par Sonelgaz ($e = 4.67 \text{ DA}$).

III.7.4. Détermination des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u * L * A \quad (III.17)$$

Avec :

- P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml);
- L: Longueur de la conduite (m);
- A: Amortissement annuel (Annuité), il est déterminé comme suit:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III.18)$$

Avec:

- i: Taux d'annuité = 8 % en Algérie ;
- n: Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n =30 ans).

D'où :

$$A = 0.08882743$$

III.7.5. Détermination des frais totaux

Les frais totaux seront calculés par la formule suivante :

$$F_{tot} = F_{exp} + F_{am} \quad (III.19)$$

III.8. Etude technico-économique de la conduite gravitaire

Pour les conduites gravitaires, le diamètre est dimensionné de telle sorte qu'à l'extrémité aval de la conduite, la charge résiduelle soit positive, c'est-à-dire, que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charge totales le long de celle-ci, soit supérieure à la cote géographique.

III.8.1. Calcul de la charge disponible (J_d)

La charge disponible est calculée par la formule suivante :

$$J_d = Z_1 - Z_2 \quad (III.20)$$

Avec :

- J_d : La charge disponible en (m) ;
- Z_1 : Cote de départ (m) ;
- Z_2 : Cote d'arrivée (m).

III.8.2. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée (Pr)

La pression au niveau de réservoir d'arrivée est donnée par la formule suivante

$$Pr = Z_1 - (Z_2 + J_t) \quad (III.21)$$

Avec :

- Pr: Pression (m) ;
- J_t: Perte de charge totale (m).

La figure III.8 représente le schéma synoptique de l'adduction à partir du forage.

III.9. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III.9.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

III.9.1.1. Réservoir Takorabt (350+50) m³

Données de base :

- Débit : 14.69 l/s, 0.01469 m³ /s ;
- Côte du radier du réservoir 500 m³: C_{r5}=828.4m ;
- Côte de trop plein des réservoirs 50+350 m³: C_{r Takorabt} = 724.4 m ;
- Charge disponible : 104 m ;
- Longueur de la conduite : 854 m.

$$H_g = C_{r5} - C_{r Takorabt} = 104 \text{ m}$$

➤ Calcul du diamètre

En utilisant les formules suivantes

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

On aura :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.01469}{\pi \times 1.5}} = 0.112 \text{ m}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.01469}{\pi \times 0.5}} = 0.193 \text{ m}$$

Donc:

$$125 \text{ mm} \leq D_n \leq 250 \text{ mm}$$

En utilisant le tableau de l'annexe 3, On a choisi le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont compris entre 125 mm et 250 mm. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau III.1 suivant :

Tableau III.1 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR05-R Takorabt

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	R _e	λ	L (m)	Hg (m)	Ht (m)
0.01469	0.125	0.1022	1.79	182938	0.0381	854	104	57.19
0.01469	0.160	0.1308	1.09	142572	0.0351	854	104	15.26
0.01469	0.200	0.1636	0.69	112884	0.0327	854	104	4.56
0.01469	0.250	0.2046	0.45	92070	0.0306	854	104	1.54

Pour que l'eau arrive au réservoir 400m³, il faut que Ht ≤ Hg (condition vérifiée).

- Ht: Pertes de charge totales dans la conduite ;
- Hg: La charge disponible.

La charge appliquée sur la conduite d'adduction vers le réservoir de 400 m³ est égale à :

Le diamètre choisi est de 160mm, avec une vitesse de 1.09 (m/s).

➤ **Calcul de la pression au point P Takorabt**

$$P_r = Z_1 - (Z_2 + J_t)$$

$$P_r = 828.4 - (724.4 + 15.26) = 88.74\text{m}$$

➤ **Calcul de la cote piézométrique au point P. Takorabt**

$$C_{pz} = P_r + C_{TN}$$

$$C_{pz} = 88.74 + 724.4 = 813.14\text{m}$$

Avec :

- C_{pz}: Cote piézométrique ;
- C_{TN}: Cote terrain naturel.

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$P_r = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

Donc :

$$\zeta = P_r \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\zeta = 88.74 \times (2 * 9.81 / 1.09^2) = 1465.43\text{m}$$

Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture (Annexe 4) :

L'angle d'inclinaison $\theta = 80^\circ$.

➤ **Calcul de nombre de tours d'ouverture de la vanne (Annexe 2).**

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un nombre de tours d'ouverture égal à 30 tours.

Afin de réduire cette pression importante à l'arrivée du réservoir, nous installerons des réducteurs de pression.

III.10. Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de dimensionner la partie gravitaire de 854 m avec un diamètre de 160 mm en PEHD PN16.

Le diamètre vérifie les conditions suivantes

- $0.5 < v < 1.5$;
- $H_t < H_g$.

IV.1. Introduction

Les pompes sont des machines hydrauliques qui aspirent un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus haute pression. Par conséquent, on peut dire que le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à l'usage du présent projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de pompage projetées.

IV.2. Différents types de pompes

Les pompes sont des appareils permettant un transfert d'énergie entre le fluide et un dispositif mécanique convenable. Suivant les conditions d'utilisation, ces machines communiquent au fluide soit principalement de l'énergie potentielle par accroissement de la pression en aval, principalement de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend donc de nombreux facteurs rencontrés dans l'étude des écoulements [5] :

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

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

- **Les pompes volumétriques**

Elles sont caractérisées par un déplacement du liquide du point de l'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de [5] :

- Translation ;
- Rotation ;
- Ou mixte (translation et rotation).

- **Les Turbo-pompes**

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression.

Les Turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration.

On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

1. Selon le type de la roue

- Les pompes centrifuges (Figure IV.1.a);
- Les pompes hélico-centrifuges (Figure IV.1.b) ;
- Les pompes à hélices (axiales) (Figure IV.1.c).

2. Selon le nombre d'éléments disposés en série

- **Les machines monocellulaires** : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- **Les machines multicellulaires** : contiennent plusieurs cellules placées en série le fluide qui rentre vas parcourir successivement chaque cellule.

3. Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales ;
- Les pompes horizontales.

4. Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible ;
- Fluide incompressible.

5. Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression ;
- Moyenne pression ;
- Haute pression.

La figure IV.1 ci-dessus représente les trois types essentiels des turbopompes :

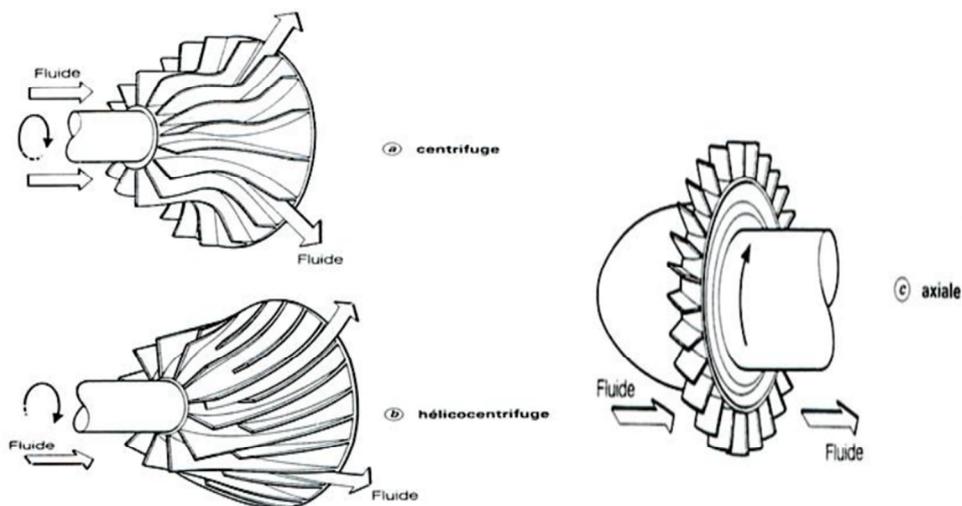


Figure IV.1 : Les trois types essentiels des turbopompes [15]

IV.3. Choix de la pompe

Les paramètres agissant sur le choix d'une pompe sont [3] :

- Le débit à refouler;
- La hauteur d'élévation de l'eau ;
- Le meilleur rendement qui conduirait à un coût acceptable du mètre cube d'eau à refouler ;
- Fiabilité.

Dans la présente étude, on s'intéressera aux pompes centrifuges, et cela pour les raisons suivantes :

- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable ;
- Elles constituent des groupes légers et peu encombrants.

IV.4. Critères généraux des pompes

Les caractéristiques importantes d'une pompe sont [3] :

IV.4.1. la vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

IV.4.2. Le débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

IV.4.3. La hauteur manométrique totale (H_{mt})

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

IV.4.3.1. Hauteur géométrique d'aspiration (H_a)

Elle sera négative pour une aspiration en dépression, et positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal, ça sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

IV.4.3.2. Hauteur géométrique de refoulement (H_r)

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe. Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

IV.4.3.3. Pertes de charge (J_a+J_r)

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètre.

$$H_{mt} = H_a + H_r + j_a + j_r \quad (IV.1)$$

IV.5. Constitution d'une pompe centrifuge

La pompe centrifuge est constituée de [14] :

- **volute** : Appelée également corps de pompe, c'est une sorte de tubulure profilée qui a pour but d'effectuer la transmission en pression d'une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.
- **Vis de remplissage** : Située sur le corps de la pompe.
- **Presse étoupe** : Afin d'éviter d'éventuelles rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise des presse-étoupes, leur rôle c'est d'assurer l'étanchéité de la roue.
- **La roue** : C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulsor, formé de deux flasques, l'un en avant, l'autre en arrière et également d'aubages, dont la concavité est dirigée à l'opposé du centre de sens de rotation de la machine. Une roue est caractérisée par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner.
- **Flasques** : Ils assurent le raccordement entre la pompe et la presse-étoupe.
- **Le palier** : Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve les différents roulements.
- **L'arbre** : L'accouplement se fait avec un moteur électrique ou thermique.

Les principaux éléments constituant une turbomachine sont donnés dans la figure IV.2 ci-après.

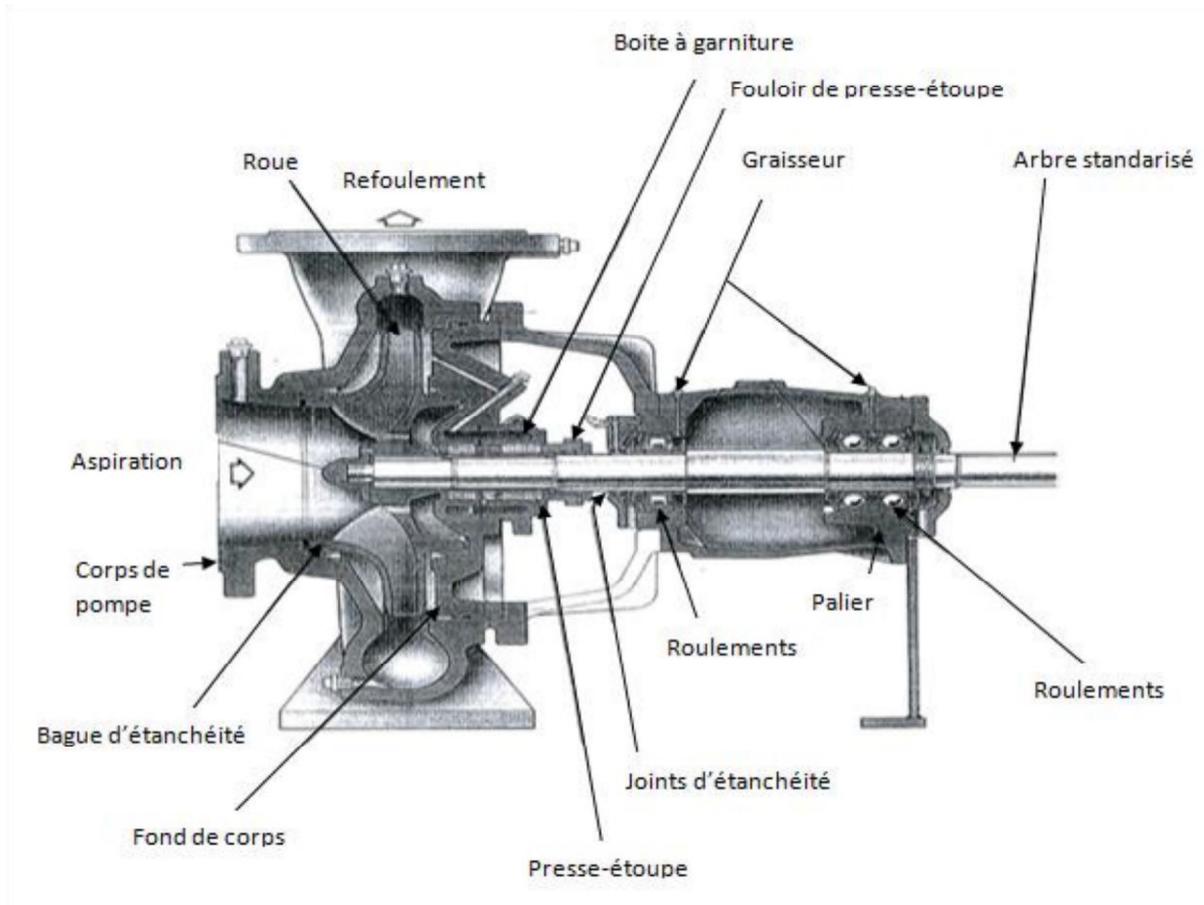


Figure IV.2 : Eléments constitutifs d'une turbomachine [14]

IV.6. Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances sont [3] :

- **La courbe hauteur-débit [$H = f(Q)$]**

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit : $H = f(Q)$.

- **La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$]**

Elle représente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers le bas : $P = f(Q)$.

- **La courbe rendement-débit [$r = f(Q)$]**

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

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes (Figure IV.3) :

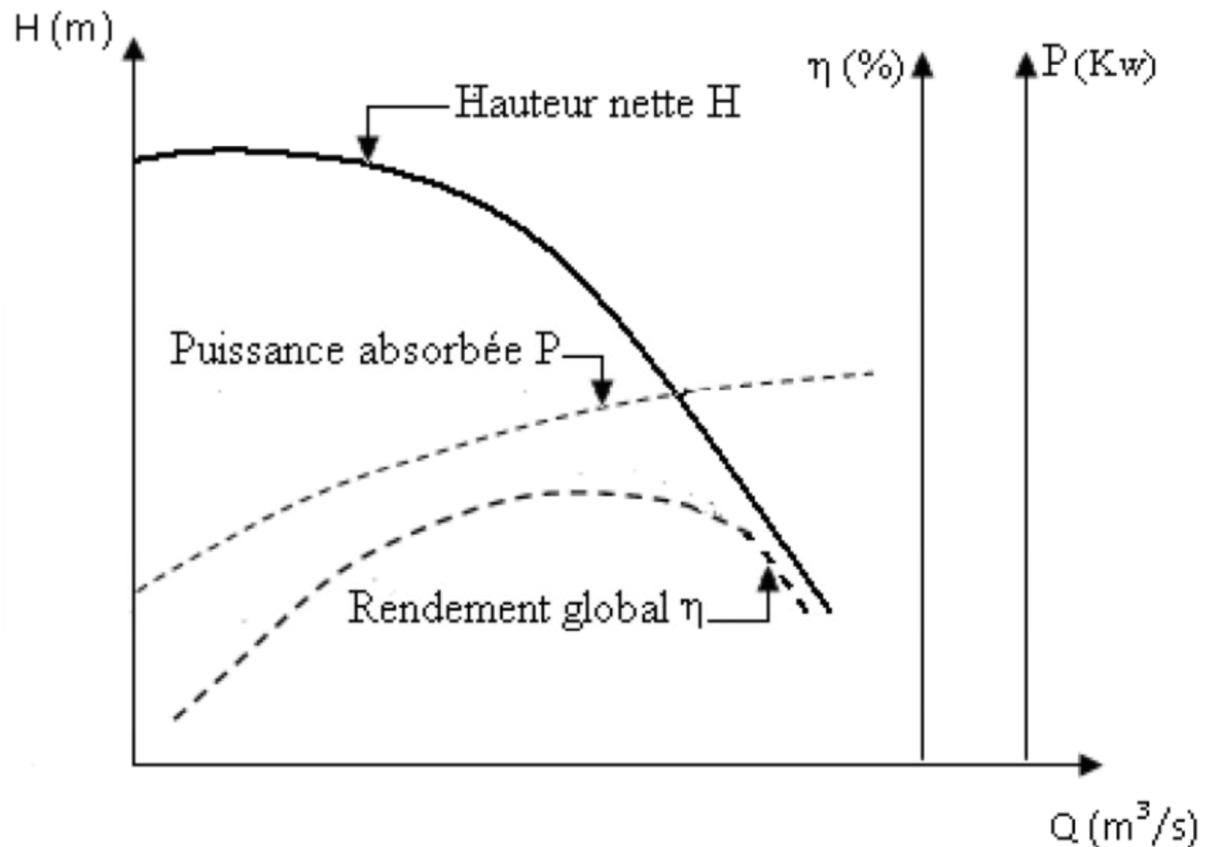


Figure IV.3 : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [15]

IV.6.1. Courbes caractéristiques de la conduite

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur débit (Figure VI.3).

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante [3]:

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (IV.2)$$

Avec

- H_g : Hauteur géométrique en (m) ;
- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré en (m) ;
- Q : Débit (m^3/j) ;
- H_t : Charge totale en fonction du débit en (m) ;
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m), avec :

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{D^5 \cdot \pi^2 \cdot g} \quad (IV.3)$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;

- g : Accélération de la pesanteur ($g= 9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

IV.7. Puissance absorbée

L'expression de la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$Pa' = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (IV.4)$$

Avec :

- Pa' : Puissance absorbée (KW) ;
- Q_r : Débit à refouler (m^3/s) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- η : Rendement de la pompe %.

IV.8. Couplage d'une pompe

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle.

IV.8.1. Couplage en parallèle

Dans le cas de la mise en parallèle des pompes, les débits s'ajoutent pour la même hauteur Totale (Figure IV.4) :

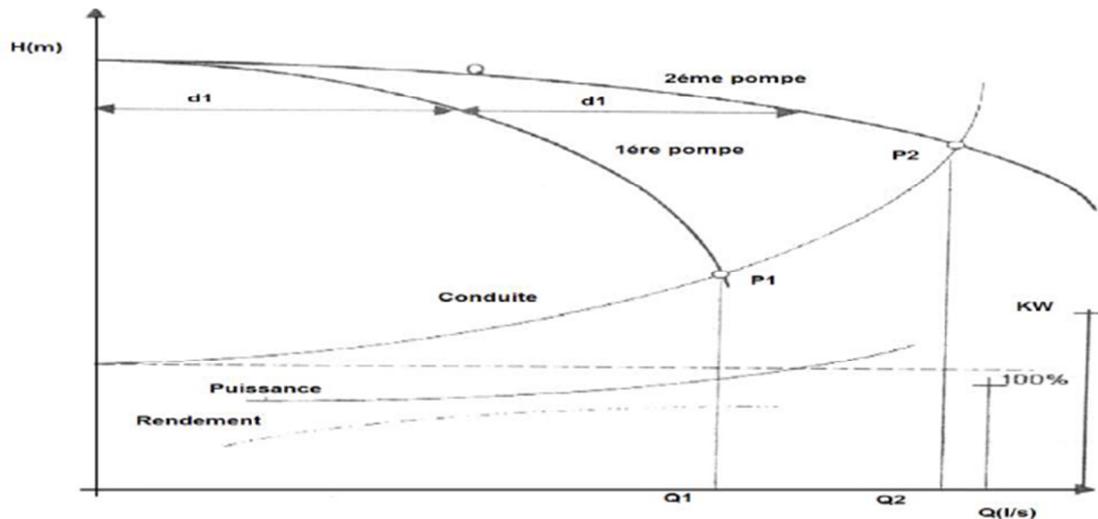


Figure IV.4 : Couplage des pompes en parallèle [15]

IV.8.2. Couplage en série

Les hauteurs totales s'ajoutent pour un même débit (Figure IV.5) :

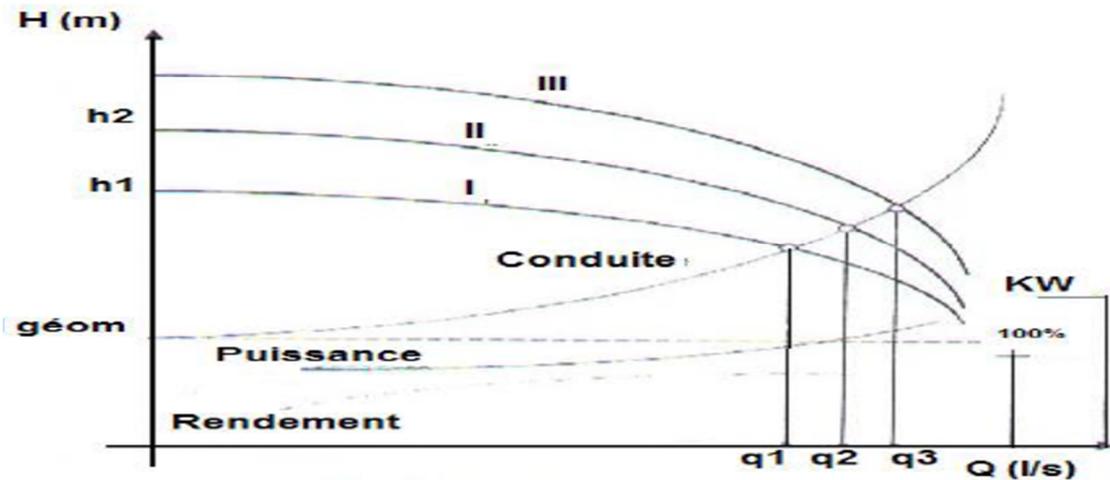


Figure IV.5 : Couplage des pompes en série [15]

IV.9. Point de fonctionnement

IV.9.1. Recherche du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications [3].

Le point de fonctionnement de la pompe est représenté dans la figure IV.6 :

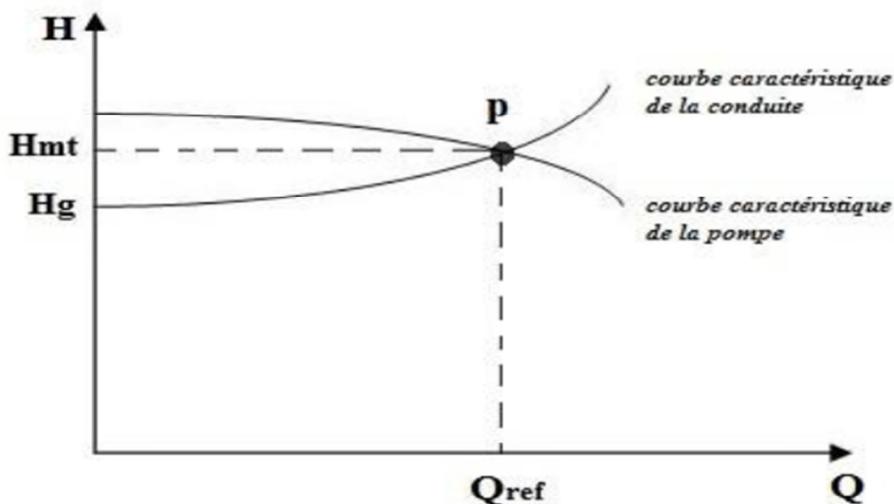


Figure IV.6: Point de fonctionnement d'une pompe [15]

IV.9.2. Première variante : modification du temps de pompage

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même [3].

$$T = \frac{T_1 * Q_1}{Q} \quad (IV.5)$$

Dans cette partie on s'intéresse à la conduite qui refoule de SR05 au réservoir final d'AIT SOULA

T_1 : le temps de pompage, dans ce cas égale 20h.

Donc :

$$20 * Q_1 = T * Q \quad (IV.6)$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{20 * Q_1}{Q} \quad (IV.7)$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a1} = \frac{g * H_1 * Q_1}{\eta} \quad (IV.8)$$

- η : Rendement correspondant au point P1 (Q_1, H_1).

La recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage est représentée dans la figure IV.7 :

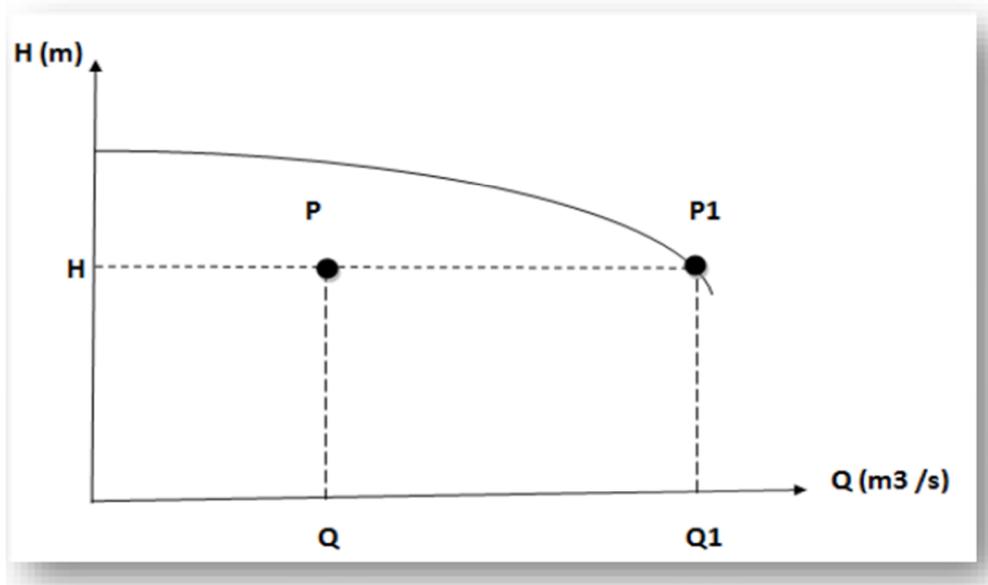


Figure IV.7 : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de Pompage [15]

IV.9.3. Deuxième variante : Régulation par étouffement (*Vannage*)

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement (la courbe $H = f(Q)$) pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La puissance absorbée sera [3]:

$$P_{a2} = \frac{g \cdot H_2 \cdot Q_2}{\eta} \quad (IV.9)$$

Avec

$$H_2 = H_1 + h \quad (IV.10)$$

Où :

- H' : La hauteur manométrique totale au point désiré (Q, H) ;
- h : Perte de charge engendrée par le vannage ;
- η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

Les inconvénients de la méthode sont :

- Augmentation de l'énergie consommée par la pompe ;
- Risque de détérioration rapide de la pompe ;
- Diminution du rendement de la pompe.

La recherche du point du fonctionnement désiré par étouffement est représentée dans la figure IV.8 :

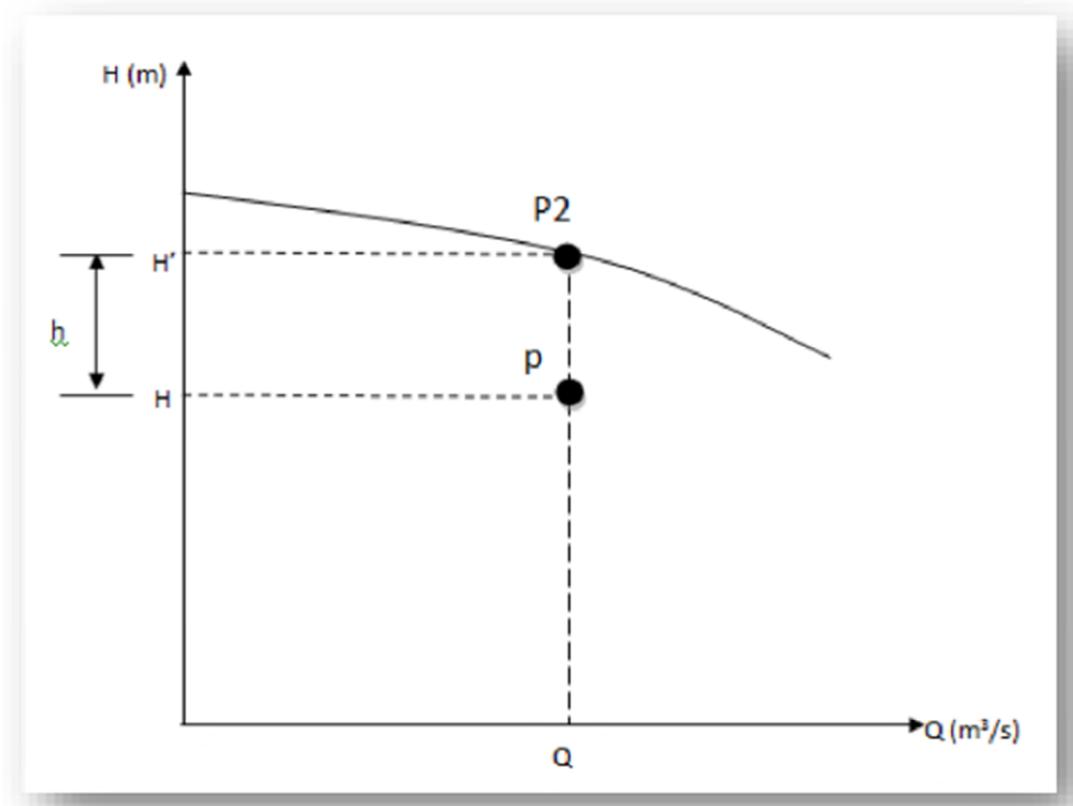


Figure IV.8 : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement [15]

IV.9.4. Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré dans une limite ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q3, H3) qui est le point homologue de P avant le rognage (Figure IV.9) [3].

On aura donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q}{Q_3}} = \sqrt{\frac{H}{H_3}} \quad (IV.11)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera :

$$R = 1 - m \text{ (\%)} \quad (IV.12)$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_{a3} = \frac{g \cdot H_3 \cdot Q_3}{\eta} \quad (IV.13)$$

La réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage est représentée dans la figure IV.9 :

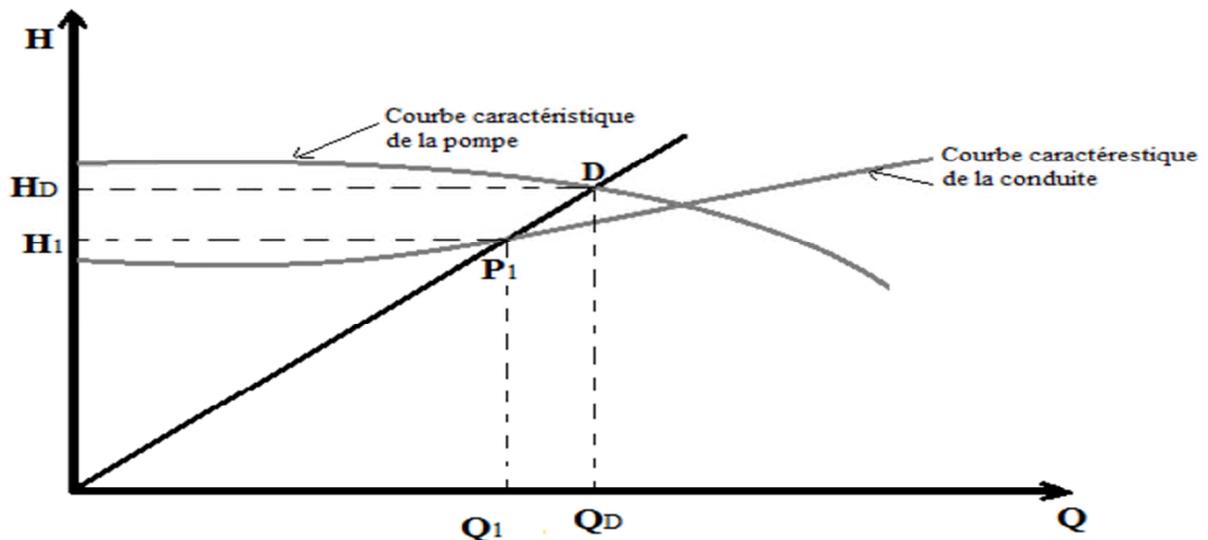


Figure IV.9 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage [15]

IV.9.5. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Cette méthode consiste à faire varier la vitesse de rotation, à cet effet, on cherche une vitesse N' , pour cela on trace la parabole $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la caractéristique de la pompe au point P4 (Q_4, H_4) (Figure IV.10).

La valeur du facteur a est donnée par la formule suivante [3] :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (IV.14)$$

$$N_1 = \frac{Q}{Q_3} N \text{ (tr /mn)} \quad (IV.15)$$

La puissance absorbée sera :

$$P_{a4} = \frac{g \cdot H_4 \cdot Q_4}{\eta} \quad (IV.16)$$

Le point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation est représenté dans la figure IV.10 :

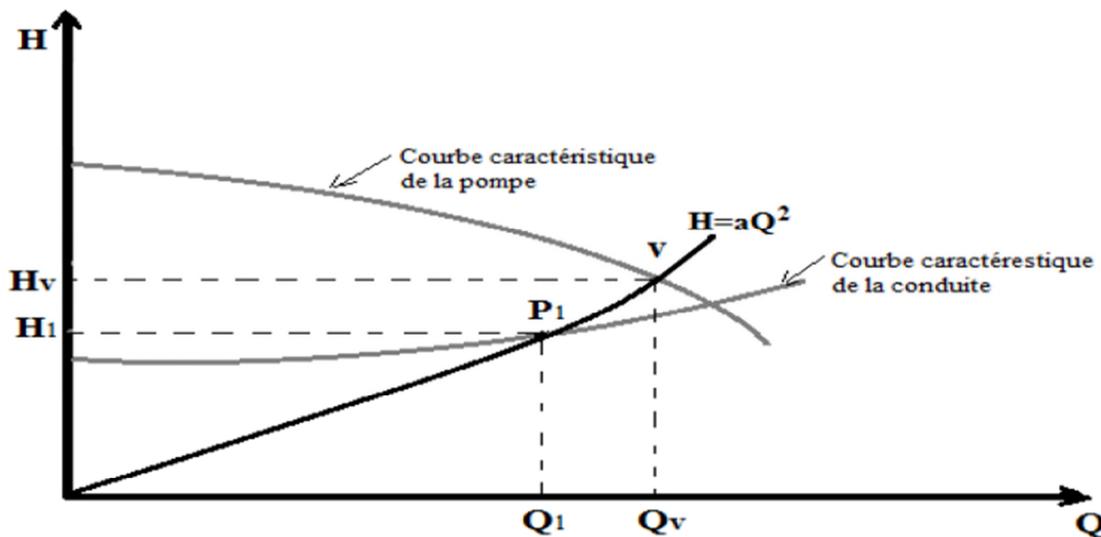


Figure IV.10 : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation [15]

IV.10. Etude de la cavitation

Ce phénomène se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur.

La production de cavité due à des bulles ou poches de vapeur et d'air (ébullition sous basse pression) provoque des perturbations : bruit dans l'écoulement ainsi que les effets destructeurs aux organes de la pompe (roue, diffuseur) [3].



Figure IV.11 : Cavitation d'une roue [15]

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

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (IV.17)$$

- Pour alimentation en charge

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) + H_a - (J_a + T_v) \quad (IV.18)$$

- Pour alimentation en dépression

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) - H_a - (J_a + T_v) \quad (IV.19)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m);
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m);
- P_0 : 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 $T = 20^\circ\text{C}$ tableau IV.1.

La courbe caractéristique du $(N.P.S.H)_d$ et celle du $(N.P.S.H)_r$ coupent en un point qui représente le point d'apparition de la cavitation (Figure IV.10) et il y a lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe à gauche de la verticale passant par ce point de respecter la condition.

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

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

Le graphe des courbes N.P.S.H est représenté dans la figure IV.12 :

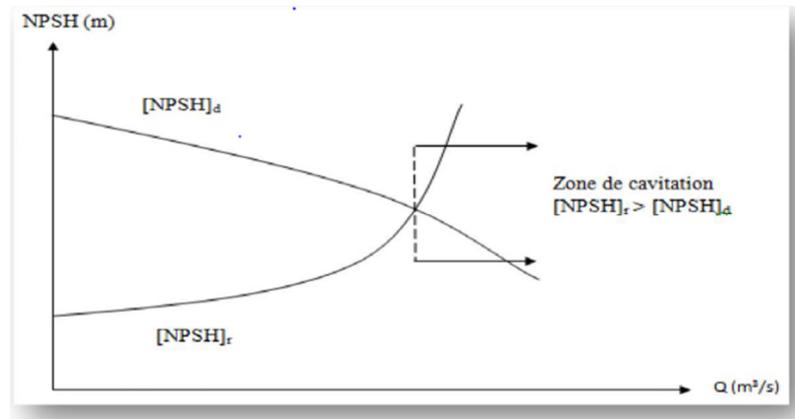


Figure IV.12 : Graphe des courbes N.P.S.H [13]

IV.11. Types de pompes à adopter

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, Hmt), avec l'utilisation du catalogue numérique CAPRARI.

IV.12. Choix de la pompe du présent projet

La pompe de la SR05 assure le refoulement vers le réservoir Ait Soula.

IV.12.1. La station de reprise SR05 vers le réservoir Ait Soula

Les caractéristiques de la conduite :

- Débit véhiculé = 50.18 l/s ;
- Hauteur géométrique = 139.85 m ;
- Pertes de charge = 67.85 m ;
- Hauteur manométrique totale = 207.7 m.

Le catalogue numérique CAPRARI propose 02 pompes du **type Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal** (Annexe 5).

Leurs caractéristiques sont regroupées dans le tableau IV.2 suivant :

Tableau IV.2 : Caractéristiques de pompes centrifuges de la station de reprise 05

Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal						
Type	Q (l/s)	H_{mt} (m)	η (%)	Pabs (Kw)	NPSHr (m)	N (tr/min)
PM125/10A	50.7	209	72.5	143	2.9	1450
PM125/ 3E	49.7	206	71.6	146	4.12	2900

D'après le tableau IV.2 ci-dessus, les caractéristiques des pompes fournis par caprari sont très proches des caractéristiques de les pompes voulue. Ainsi, on opte pour la pompe centrifuge multicellulaire à hautes pressions et à axe horizontal (PM 125 / 3E).

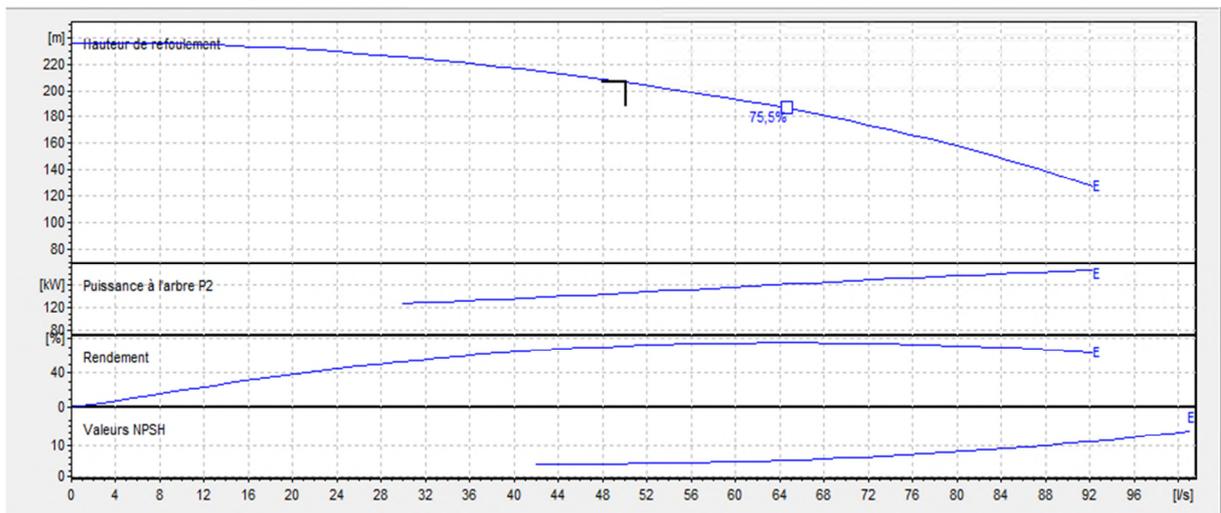


Figure IV.13 : Courbes caractéristiques de la pompe de la SR05

- **Etude de la cavitations**

Pour éviter le phénomène de cavitation, NPSH disponible doit être supérieur à NPSH requis.

$$(NPSH)_r = 4.12 \text{ m}$$

Le (NPSH)_d se calcul comme suit:

Pompe installée en charge

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 2 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$\text{D'où: } (NPSH)_d = 10.33 + 2 - 0,24 = 12.09 \text{ m } (NPSH)_d > (NPSH)_r$$

On note que le NPSH disponible est supérieur au NPSH requis pour la station de reprise SR05, donc il n'y a pas de phénomène de cavitation pour ce cas.

IV.13. Conclusion

L'utilisation du catalogue numérique caprari dans ce chapitre, nous a permis de connaître les caractéristiques et les paramètres de fonctionnement des pompes.

On a adopté pour la station de reprise SR05, la pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal dont les caractéristiques sont les suivantes :

- 01 pompe + 1 pompe de secours ;
- Type de pompe : PM 125/ 3ECAPRARI ;
- $Q = 49.7 \text{ l/s}$;
- $HMT = 206 \text{ m}$;
- $\eta = 71.6\%$;
- $P = 146 \text{ Kw}$.

Par la suite, nous avons vérifié la non cavitation de la pompe utilisée.

V.1. Introduction

Le coup de bélier est une onde de pression positive ou négative provoquée par une variation de régime hydraulique et se propage dans le milieu constitué qui la contient. Autrement dit, 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 (la conduite), on appelle aussi phénomène oscillatoire.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

V.2. Causes du phénomène

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants [5]:

- Fermeture instantanée d'un robinet.
- Vanne placée au bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression [6].

Parmi ces moyens, on trouve :

- Volant d'inertie;
- Soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air.

V.3.1. Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur. Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placée sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier [6].

Le volant d'inertie est généralement peu ou non utilisé, pour les raisons suivantes:

- Ce procédé est utilisé seulement pour limité les dépressions ;

- Dans le cas d'une conduite de refoulement assez grande, il faut envisager des volants, avec des poids considérables, et par conséquent le système ne sera pas économique ;
- Plus le volant est lourd, plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre, au démarrage, l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissibles ;
- Ce procédé est finalement utilisé pour la protection des conduites à longueurs de refoulement faibles ou moyennes et qui n'excèdent pas quelques centaines de mètres.

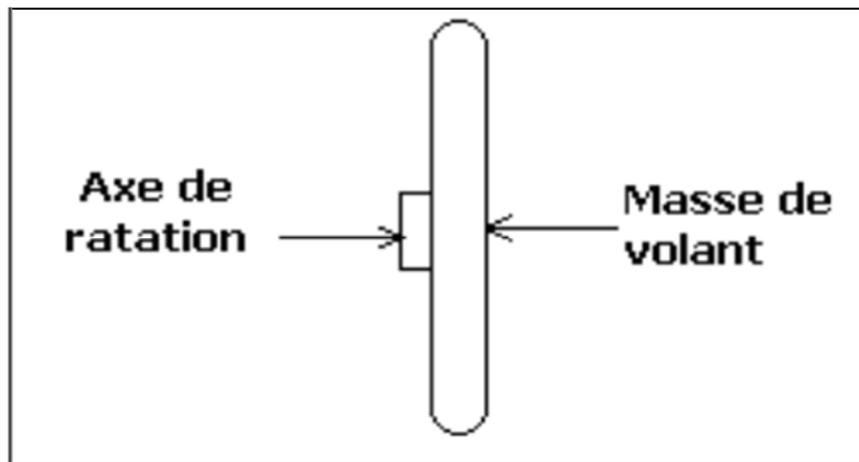


Figure V.1 : Volant d'inertie [11]

V.3.2. Soupapes de décharge

Il s'agit d'élément qui en cas de surpression laissent passer un certain débit à l'extérieure de la conduite et qui une fois la pression se normalise, obstruent de nouveau l'ouverture pour éviter tout contact avec l'air. Ces soupapes seront placées le long de la conduite suivant les niveaux des risques et à chaque nœud important de conduite.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace [6].



Figure V.2 : Soupape de décharge [11]

V.3.3. Les ventouses

Appelée aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut [6].



Figure V.3 : Ventouse [11]

V.3.4. Cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et donc la surface libre traduit exactement les variations de pression de l'eau. Elle se vide pour combler les dépressions et se remplit pour absorber les surpressions.

Son emploi est très rare en distribution d'eau potable par le fait de la surface libre qui présente des risques de pollution et la nécessité d'une grande hauteur pour les fortes pressions [6].

Il permet de protéger la conduite en dépression et en surpression.

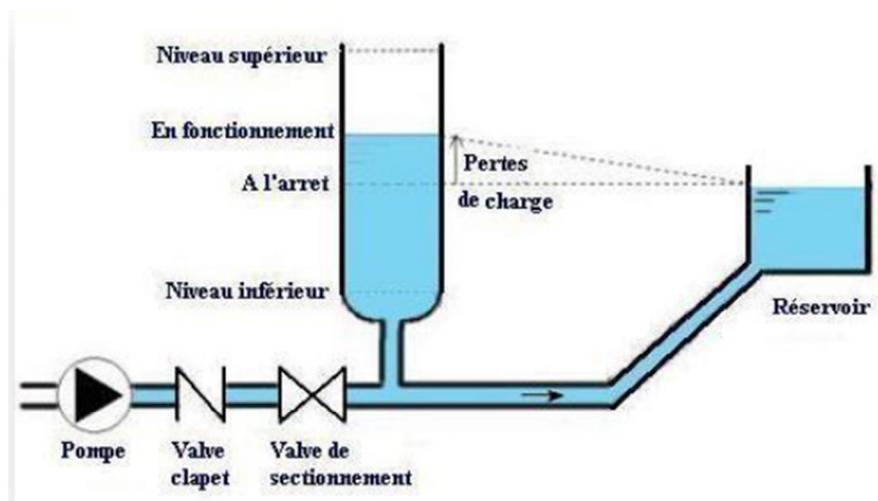


Figure V.4:Schéma d'une cheminé d'équilibre [11]

V.3.5. Les réservoirs d'air

Un réservoir à air comprimé appelé aussi ballon d'air, cloche à air, accumulateur réservoir anti-bélier, ... etc., est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure, un certain volume d'eau. 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 et la pression dans la conduite diminue. La compression et la dilatation de l'air dans la conduite réduit l'amplitude de l'onde de choc suite à la variation graduelle de la vitesse d'écoulement dans la conduite. Ce dispositif permet une protection aussi bien contre la surpression que contre la dépression. La dissipation de l'énergie de l'eau se produit à l'étranglement disposé à la base du réservoir. C'est l'appareil le plus répandu dans la protection contre le coup de bélier [11].

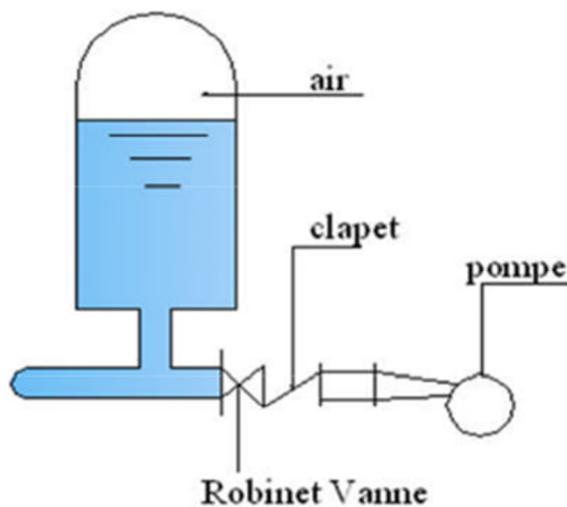


Figure V.5 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier [11]

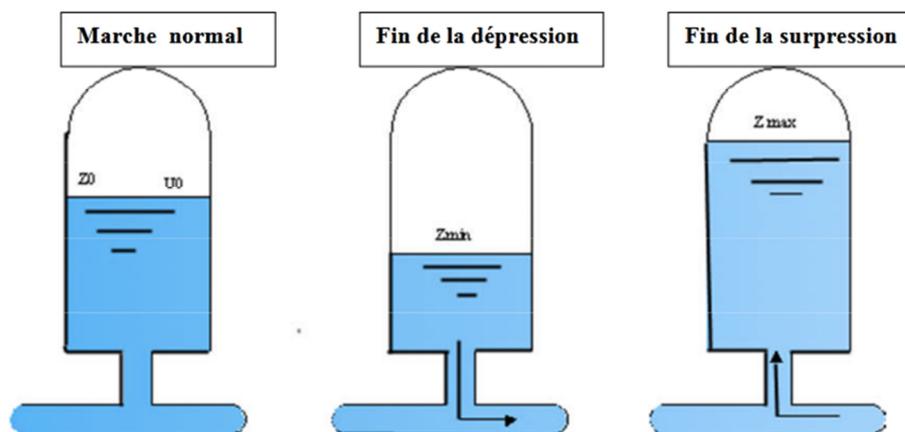


Figure V.6 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir [11]

- **Avantages du réservoir d'air**

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants [11] :

1. Il présente des dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs (cheminée d'équilibre).
2. Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel.
3. Il peut être installé parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance aux vents et aux tremblements de terre.

- **Inconvénients du réservoir d'airs**

Il présente certains inconvénients qui sont les suivants :

1. La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment.
2. La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demandent une maintenance constante et des frais élevés.

V.4. Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par:

- Usure rapide des matériels;
- Emission des bruits;
- Détérioration des tuyauteries et des fuites aux raccordements. Il est recommandé d'éviter les coups de bélier qui peuvent provoquer des dégâts extrêmes importants, parfois à retardement. A cet effet, des installations doivent être toujours examinées du point de vue protection contre ces derniers [5].

V.5. Valeurs numériques du coup de bélier

L'amplitude du coup de bélier est fonction de la loi de variation du débit et de la célérité de l'onde [3].

V.5.1. Célérité de l'onde élastique

La célérité de l'onde élastique «a» est fonction du fluide écoulé (ici c'est de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur). La célérité de l'onde est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-après:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + Kc \frac{D}{e}}} \quad (V.1)$$

Avec:

- **a**: Célérité de l'onde;

- **Kc**: de la nature de la conduite (83 pour le PEHD et 0.6 pour la fonte);
- **D**: Diamètre intérieure de la conduite (mm);
- **e**: Epaisseur de la conduite (mm).

V.5.2. Cas de fermeture brusque

Le temps de fermeture est tel que

$$T_f \leq \frac{2 * L}{a}$$

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

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

Avec:

- **B**: Valeur du coup de bélier (m);
- **V₀**: Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s);
- **g**: Accélération de la pesanteur (m/s²).

La valeur maximale de la pression (surpression) sera:

$$Z_{max} = Z_0 + B \quad (V.3)$$

La valeur minimale de la pression (dépression) sera:

$$Z_{min} = Z_0 - B \quad (V.4)$$

Avec:

- $Z_0 = H_g + 10$;
- **H_g**: Hauteur géométrique de refoulement (m);
- **Z₀**: Pression absolue dans la conduite (m).

V.5.3. Cas de fermeture lente

Le temps d'une fermeture lente est caractérisé par ; $T_f > \frac{2 * L}{a}$

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

$$B = 2L \frac{V_0}{g.T.f} \quad (V.5)$$

V.6. Calcul du coup de bélier

Les résultats de calcul des dépressions et surpressions au niveau du tronçon se trouvant dans la zone d'étude sont donnés dans le tableau V.1 ci-après (Annexe 3 ,6):

Tableau V.1 : Calcul de la valeur maximal du coup de bélier

Adduction	Tronçon	Caractéristiques des conduites										
		Type de matériau	D (mm)	L (m)	E (mm)	V0 (m/s)	Hg (mm)	Z0 (m)	a (m/s)	B (m)	Zmax (m)	Zmin (m)
Gravitaire	SR05- Réservoir Takorabt	PEHD	160	854	14.6	1.09	104	114	319.0	35.54	149.54	78.46

Avec :

- D : Diamètre intérieur de la conduite ;
- L : Longueur du tronçon ;
- e : Epaisseur de la conduite ;
- V0 : Vitesse d'écoulement ;
- Hg : Hauteur géométrique ;
- Z0 : Pression absolue ;
- Zmax : Surpression ;
- Zmin : Dépression ;
- a : Célérité de l'onde ;
- B : Valeur du coup de bélier.

D'après les résultats de tableau (V.1) ci-dessus, la valeur de la dépression dans le tronçon étudié est positive, ainsi aucun risque de dépression n'est enregistré au niveau de cette conduite gravitaire ; la conduite est en sécurité. La valeur de la surpression est inférieure à la pression nominale 160 de service de la conduite en PEHD. Donc, l'installation correspondant à la zone d'étude est protégée contre le coup de bélier, que ce soit en surpression ou en dépression.

V.7. Pose de conduites

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dues à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols. La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose. La stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation de l'adduction reposent sur une pose convenable. Dans la plupart des réseaux, on distingue la pose en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, dans le lit d'une rivière,...etc. [11].

V.7.1 Différentes poses de la canalisation

V.7.1.1 Pose en terre

A. Exécution et aménagement de la tranchée

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri du gel, compte tenu des conditions climatiques, et ne subisse pas l'action trop directe des charges roulantes lorsqu'elles existent. La longueur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, les matériaux constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose [11].

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- La masse d'eau ;
- La masse du remblai ;
- Des charges roulantes quand elles existent.

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins et les matériaux les mieux adoptés, de manière à obtenir leur meilleur rendement et la plus grande rentabilité. Pour bien effectuer la pose en terre, on doit [11] :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur la cote de la tranchée, de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus et ne pas oublier les légères pentes indispensables en terrain horizontal. Ce nivellement exige d'autant plus de soin que la pente est plus faible.
- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion.
- Préparer un fond de fouille bien rectiligne, de manière que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Plus le tuyau est d'un diamètre important plus la surface d'appui

doit être soignée et aménagée pour épouser la forme du tuyau. L'idéal est un lit présentant un angle d'appui à 90°.

En sol rocheux, on approfondit la tranchée de 15 à 20 cm en dessous de la cote définitive. On rétablit ensuite le niveau en confectionnant un lit de pose damé avec de la terre meuble, du sable, du gravier ou de pierres carrées en petits éléments (passant dans un anneau de 5 cm de diamètre).

Dans les pentes et dans les terrains argileux, où l'eau ruisselle ou s'accumule, on confectionne un lit de pose avec gravier ou de pierres carrées en petits éléments (passant dans un anneau de 5 cm de diamètre).

Dans les pentes et dans les terrains argileux, où l'eau ruisselle ou s'accumule, on confectionne un lit de pose avec gravier ou des pierres cassées (passant à l'anneau de 5 cm) pour assurer un drainage correct.

Lorsque la canalisation traverse des terrains dont l'assise du sol n'est pas dure, il est recommandé de prévoir un lit de béton maigre reposant au besoin sur les pieux battus.

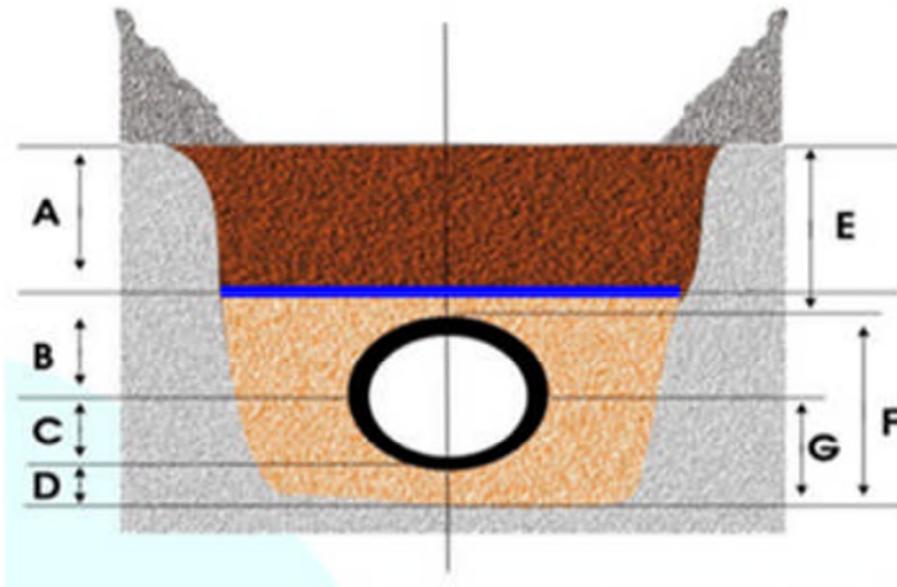


Figure V.7: Pose en tranchée d'une conduite [11]

- A: Remblai supérieur ;
- B : Remblai de protection ;
- C : Assise ;
- D : lit de pose ;
- E : hauteur de couverture ;
 - F : Enrobage ;
 - G : Appui ;

- ■ : Grillage avertisseur.

B. Réalisation des tranchées

La section transversale de la tranchée dépend de [11] :

- La profondeur ;
- La longueur ;
- Le coefficient de talus.

➤ Profondeur

La profondeur de la tranchée se détermine par [11]:

$$H = H_1 + D + H_2 \quad (V.6)$$

- H : Profondeur de la tranchée en (m) ;
- H₁: Epaisseur du lit de pose (0.15mm à 1.20mm) ;
- D : Diamètre de la conduite ;
- H₂ : Distance au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite (0.60 à 1.20 m).

➤ Largeur

La largeur est fonction de diamètre de la conduite, on doit laisser 0.30m de part et d'autre de la conduite.

Où :

$$L = D + 2 \times 0.30$$

- L : Largeur de la tranchée en (m).

➤ Coefficient du talus

Pour qu'il n'y ait pas de glissement des talus, on doit choisir une pente conforme. Ce choix se fait en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol [11].

Le tableau V.2 représente le choix des coefficients du talus

Tableau V.2 : Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur (m)	Sable	Limon sableux	Limon argileux
Profondeur de la tranchée	jusqu'à 1.5	m = 0.5	m = 0.25	m = 0
	jusqu'à 3	m = 1	m = 0.67	m = 0.5

C. Pose de conduite

Les éléments d'une canalisation forment une chaîne. Un seul élément mal posé ou un joint défectueux, constituent un point faible préjudiciable à la qualité de la conduite entière [11].

On doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger (terre, pierre, chiffon,... etc.) ne se trouve à l'intérieur des tuyaux.

On doit vérifier le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs. En cas de détérioration, on met à côté le tuyau défectueux pour réparation du revêtement ou coupe de la partie abîmée.

On utilise un engin de levage, de puissance et de dimension suffisante pour la pose des conduites.

Toutes les opérations de pose doivent être conduites dans l'ordre avec méthode et en s'attachant à sauvegarder la propreté.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux.

S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner, on emploie de la terre meuble ou du sable. A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon de conduite en attente à l'aide de tampons solidement fixés pour éviter l'introduction de corps étrangers ou l'entrée d'animaux qui pourraient y périr.

Le remplissage de la conduite exige l'évacuation complète de l'air. On remplit la conduite lentement, avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de son débit prévu. Cette précaution est indispensable pour donner à l'air le temps de s'accumuler au point haut et enfin de s'échapper par les ventouses.

On veille à l'ouverture des robinets-vannes placés à la base de ces appareils.

On utilise des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau.

S'il s'agit d'une conduite de refoulement, se servir de pompe pour remplir par le bas, en limitant le débit.

D. Essai hydraulique

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai à l'aide d'une pompe d'épreuve. On remplit la conduite d'eau, on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle elle sera soumise majorée de 50%, la variation doit rester à 0.2 Bar.

E. Remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés. Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs.

On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au-dessous de la génératrice supérieure. En terrain agressif, on emploie comme remblai, une terre chimiquement neutre, ou mieux, une terre dont on aura rendu la réaction alcaline par addition de chaux.

V.7.2. Franchissement des points spéciaux

Lors d'exécution des travaux, la conduite traversera quelques points spéciaux [11].

- Traversée d'une route.
- Traversée de rivière.

V.7.2.1. Traversée de route

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite de fissures.

V.7.3.2. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un Oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas** : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- **Deuxième cas** : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau), et pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux côtés de la conduite.

V.7.3.3. Butées

Sous la poussée de l'eau, les branchements ou le cas d'un changement de direction, il y a risque d'un déboitement des joints dans les parties soudées ou à la rupture des soudures. Pour remédier à cela, on prévoit, la construction de massifs en béton, qui par leur poids, s'opposent aux déboitements et aux ruptures.

On distingue :

- Butée sur un branchement ;
- Butée sur un coude horizontal ;
- Butée sur un coude vertical ;
- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique.

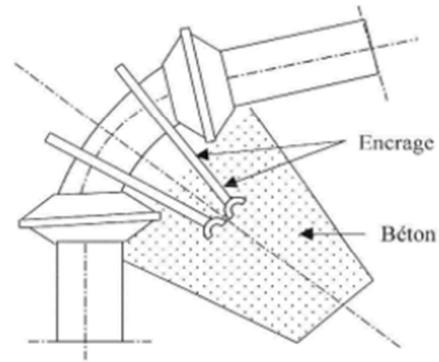
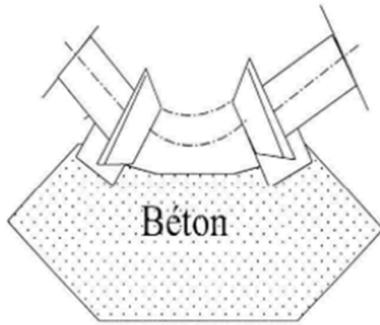


Figure V.8 : Butée sur un coude horizontal [11] **Figure V.9 :** Butée sur un coude vertical

V.8. Conclusion

L'analyse du phénomène de coup bélier dans ce chapitre nous a montré que le système d'adduction ne nécessite pas une protection anti-bélier. Ensuite nous avons donné les principes de pose des conduites qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux car une mauvaise pose de ces dernières va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter.

VI.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de la zone concernée. Il sera question de concevoir et dimensionner le réseau de distribution qu'il va assurer l'alimentation en eau de la zone d'étude.

L'objectif de l'étude c'est le dimensionnement d'une partie du réseau de distribution pour bute de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression.

VI.2. Classification des réseaux d'A.E.P

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [3,16] :

- Réseau maillé;
- Réseau ramifié;
- Réseau étagé;
- Réseau combiné.
- Réseau à alimentation distincte

VI.2.1. Le réseau maillé

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. Ils permettent une alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Ils sont plus coûteux, mais préférables aux réseaux ramifiés, pour la commodité et la sécurité qu'ils procurent. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

La représentation du réseau maillé est dans la figure VI.1 :

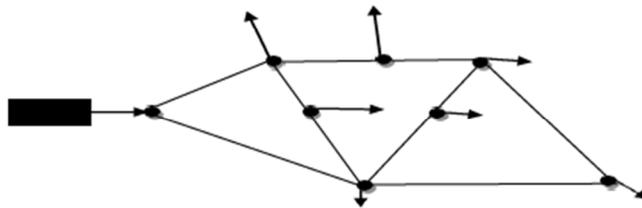


Figure VI.1 Réseau maillé [13]

VI.2.2. Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique. Il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture; un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval.

La représentation du réseau ramifié est dans la figure VI.2 :

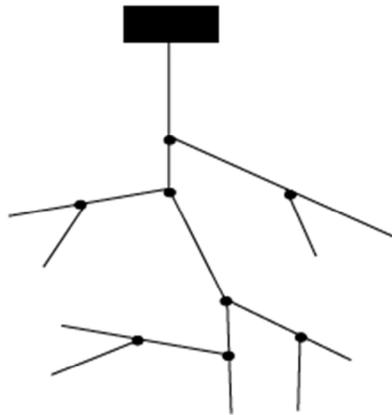


Figure VI.2 : Réseau ramifié [13]

VI.2.3. Réseau étagé

Il est constitué de réseaux indépendants permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.

VI.2.4. Réseau combiné

Un réseau est dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues de mailles utilisées dans le centre-ville.

La représentation schématique d'un réseau d'alimentation d'eau potable est dans la figure VI.3 :

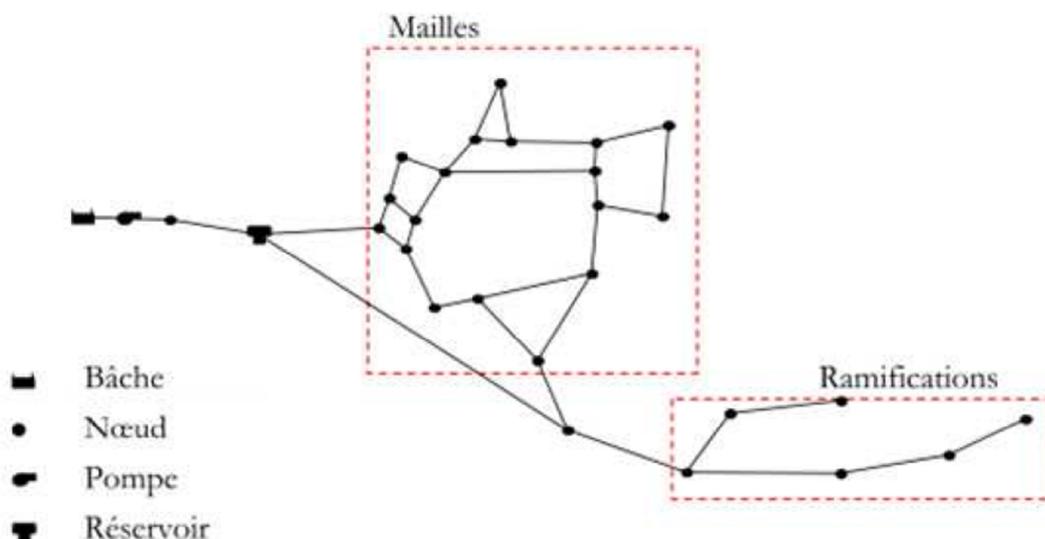


Figure VI.3 : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation d'eau potable [6]

VI.2.5. Réseau à alimentation distincte

Constitué généralement de deux réseaux l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservé aux usages industriels, lavage des rues et arrosages des plantations. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

VI.3. Exigences fondamentales du réseau

Les principales exigences sont [13] :

- Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de la consommation des agglomérations avec une pression acceptable ;
- Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

VI.4. Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau [6] :

- L'emplacement des quartiers ;
- L'emplacement des consommateurs principaux ;
- Le relief ;
- Le souci est d'assurer un service souple et régulier.

VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution de la zone I

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

- Déterminer la longueur de chaque tronçons ;
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- Déterminer les débits concentrés aux nœuds avals.

La zone I est composée des villages Takorabt, Boumellal et Tihouna.

VI.5.1. Détermination des débits du réseau

VI.5.1.1. Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la relation suivante :

$$Q_P = Q_{max.j} * P \quad (VI.1)$$

Avec :

- Q_P : Débit de pointe (l/s) ;

- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- P : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

$$K_{max.h} = \beta_{max} * \alpha_{max} \quad (VI.2)$$

Sachant que :

- Le nombre d'habitants du réseau distribution est de 4787 habitants
- $K_{max.h} = 2.015$
- $Q_{max.j} = 1269.63 (m^3/j)$

À partir de la table des régimes de consommation (Annexe 1), L'heure de pointe est de 11h à 12h et 12 à 13 avec un pourcentage de 8.5 % de la consommation journalière.

$$Q_p = 1269.63 \times 0.085 = 107.92 m^3/j = 29.98 \text{ l/s.}$$

VI.5.1.2. Débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (VI.3)$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique ($l/s.m$) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

Dans ce cas :

$$\sum L_i = 13469.25 \text{ m}$$

Alors :

$$Q_s = \frac{29.98}{13469.25}$$

$$Q_s = 0.00223 \text{ l/s.m}$$

VI.5.1.3. Calcul des débits aux nœuds avals

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = Q_s * L_i \quad (VI.4)$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud l/s ;
- Q_s : Débit spécifique $l/s/ml$;
- L_i : Longueur alimentée par le tronçon concerné (m).

VI.6. Calcul des différents débits

La figure VI.4 ci-dessous montre le schéma du réseau de distribution étudié :

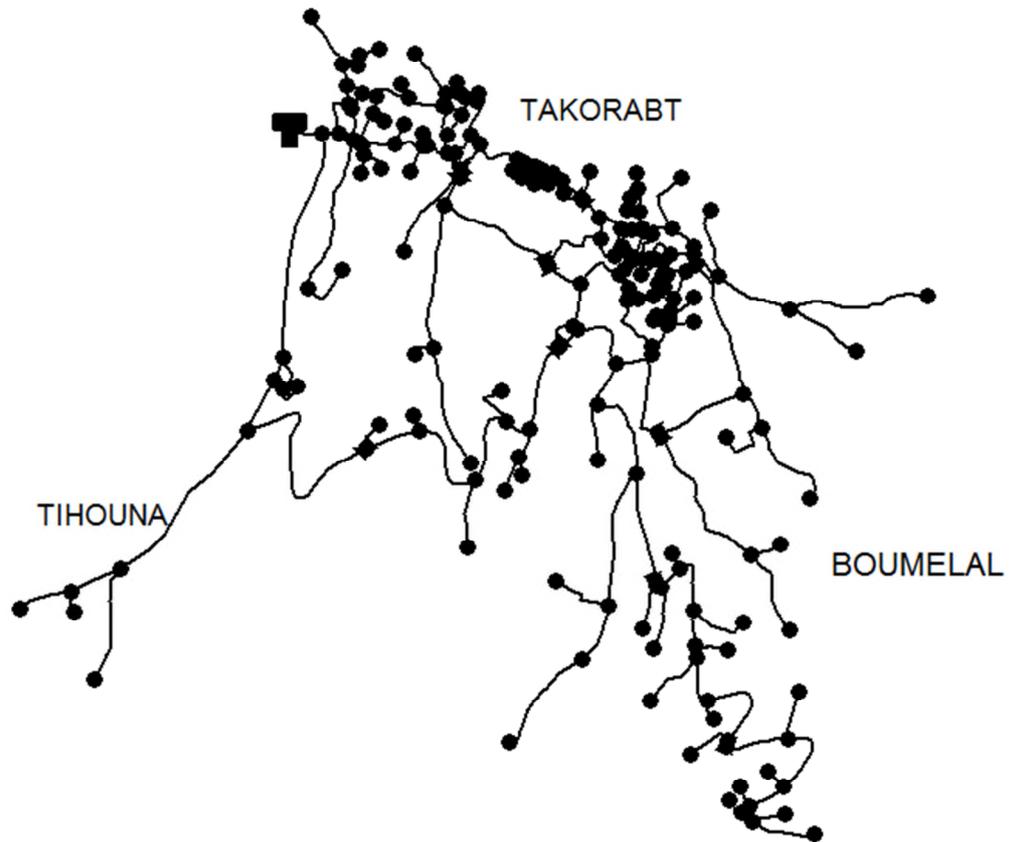


Figure VI.4 : Schéma du réseau de distribution (Zone I)

Les calculs du tableau VI.1 sont effectués à l'aide de tableaux de l'annexe 3

Le tableau VI.1 ci-dessous regroupe les résultats obtenus après calcul concernant les débits aux nœuds avals du réseau

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I

Tronçon	Nœud		Longueur	débit spécifique	Débit route	Diamètre et Matériau	Débit tronçon	Vitesse	Pertes de Charge	
	Initial	Final							ml	l/s.m
p1	n1	n2	132.6	0.00223	0.2952	PEHD DN 40 PN16	1.12	1.49	1.44	0.1909
p2	n2	n3	65.74	0.00223	0.1463	PEHD DN 40 PN16	0.74	0.99	0.63	0.0414
p3	n4	n5	161.5	0.00223	0.3595	PEHD DN 63 PN16	2.09	1.12	0.44	0.0711
p4	n202	n1	116	0.00223	0.2582	PEHD DN 50 PN16	1.56	1.32	0.84	0.0974
p5	n1	n6	81.36	0.00223	0.1811	PEHD DN 25 PN16	0.18	0.64	0.51	0.0415
p6	n3	n7	35.33	0.00223	0.0786	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.28	0.1	0.0035
p7	n2	n8	38.13	0.00223	0.0849	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.3	0.11	0.0042
p8	n3	n9	17.15	0.00223	0.0382	PEHD DN 40 PN16	0.52	0.69	0.31	0.0053
p9	n9	n10	31.83	0.00223	0.0709	PEHD DN 25 PN16	0.07	0.25	0.08	0.0025
p10	n9	n11	21.12	0.00223	0.0470	PEHD DN 32 PN16	0.41	0.85	0.63	0.0133
p11	n11	n12	54.71	0.00223	0.1218	PEHD DN 25 PN16	0.12	0.43	0.23	0.0126
p12	n11	n13	108.3	0.00223	0.2411	PEHD DN 25 PN16	0.24	0.85	0.9	0.0975
p13	n5	n14	76.69	0.00223	0.1707	PEHD DN 25 PN16	0.17	0.6	0.45	0.0345
p14	n4	n15	33.87	0.00223	0.0754	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.27	0.09	0.0030
p15	n16	n17	109	0.00223	0.2426	PEHD DN 25 PN16	0.24	0.86	0.91	0.0992
p16	n16	n4	79.56	0.00223	0.1771	PEHD DN 63 PN16	2.35	1.25	0.56	0.0446
p17	n18	n19	59.17	0.00223	0.1317	PEHD DN 75 PN16	2.9	1.09	0.33	0.0195
p18	n18	n20	100	0.00223	0.2226	PEHD DN 25 PN16	0.22	0.79	0.77	0.0770
p19	n19	n21	58.51	0.00223	0.1302	PEHD DN 25 PN16	0.13	0.46	0.26	0.0152
p20	n19	n16	20.26	0.00223	0.0451	PEHD DN 63 PN16	2.63	1.41	0.7	0.0142
p21	n22	n23	108.3	0.00223	0.2411	PEHD DN 25 PN16	0.24	0.85	0.9	0.0975
p22	n22	n24	42.8	0.00223	0.0953	PEHD DN 75 PN16	3.49	1.31	0.48	0.0205

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I(Suite)

Tronçon	Nœud		Longueur	débit spécifique	Débit route	Diamètre et Matériau	Débit tronçon	Vitesse	Pertes deCharge	
	Initial	Final							ml	l/s.m
p23	n24	n18	97	0.00223	0.2159	PEHD DN 75 PN16	3.33	1.25	0.44	0.0427
p24	n24	n25	28.11	0.00223	0.0626	PEHD DN 25 PN16	0.06	0.22	0.06	0.0017
p25	n26	n201	188.7	0.00223	0.4200	PEHD DN 90 PN16	4.35	1.02	0.21	0.0396
p26	n27	n22	10.37	0.00223	0.0231	PEHD DN 75 PN16	3.76	1.41	0.56	0.0058
p27	n26	n28	230	0.00223	0.5120	PEHD DN 50 PN16	1.4	1.18	0.67	0.1541
p28	n28	n29	102.6	0.00223	0.2284	PEHD DN 32 PN16	0.65	1.35	1.59	0.1631
p29	n30	n26	158	0.00223	0.3517	PEHD DN90 PN16	6.09	1.43	0.42	0.0664
p30	n30	n31	95.68	0.00223	0.2130	PEHD DN 25 PN16	0.21	0.75	0.7	0.0670
p31	n32	n33	133.2	0.00223	0.2965	PEHD DN 160 PN16	10.06	0.75	0.05	0.0067
p32	n33	n34	45.41	0.00223	0.1011	PEHD DN 160 PN16	9.55	0.71	0.05	0.0023
p33	n34	n35	148.6	0.00223	0.3308	PEHD DN 160 PN16	9.14	0.68	0.04	0.0059
p34	n200	n36	156.6	0.00223	0.3486	PEHD DN 160 PN16	8.68	0.65	0.04	0.0063
p35	n36	n30	76.4	0.00223	0.1701	PEHD DN 110 PN 16	6.48	1.02	0.16	0.0122
p36	n34	n37	49.24	0.00223	0.1096	PEHD DN 32 PN16	0.32	0.65	0.37	0.0182
p37	n37	n38	31.06	0.00223	0.0691	PEHD DN 25 PN16	0.07	0.24	0.07	0.0022
p38	n37	n39	61.72	0.00223	0.1374	PEHD DN 25 PN16	0.14	0.48	0.29	0.0179
p39	n40	n41	376.7	0.00223	0.8385	PEHD DN 125 PN16	11.9	1.45	0.28	0.1055
p40	n72	n42	95.66	0.00223	0.2129	PEHD DN 125 PN16	10.95	1.33	0.23	0.0220
p41	n42	n32	158.2	0.00223	0.3522	PEHD DN 160 PN16	10.67	0.79	0.06	0.0095
p42	n32	n43	115.9	0.00223	0.2580	PEHD DN 32 PN16	0.26	0.53	0.25	0.0290

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I(Suite)

Tronçon	Nœud		Longueur ml	débit spécifique l/s.m	Débit route l/s	Diamètre et Matériau mm	Débit tronçon l/s	Vitesse m/s	Pertes de Charge	
	Initial	Final							Unit m/km	Tot m
-										
p43	n44	n45	383.8	0.00223	0.8543	PEHD DN 160 PN16	14.99	1.12	0.12	0.0461
p44	n45	n46	39	0.00223	0.0868	PEHD DN 160 PN16	14	1.04	0.1	0.0039
p45	n46	n40	96.58	0.00223	0.2150	PEHD DN 160 PN16	13.75	1.02	0.1	0.0097
p47	n101	n49	9.656	0.00223	0.0215	PEHD DN 110 PN 16	8.04	1.26	0.25	0.0024
p48	n49	n50	50.25	0.00223	0.1119	PEHD DN 110 PN 16	7.67	1.21	0.23	0.0116
p49	n50	n51	241	0.00223	0.5365	PEHD DN 50 PN16	1.08	0.91	0.4	0.0964
p50	n51	n52	37.68	0.00223	0.0839	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.3	0.11	0.0041
p51	n51	n53	207.3	0.00223	0.4614	PEHD DN 32 PN16	0.46	0.96	0.8	0.1658
p52	n36	n54	198.9	0.00223	0.4428	PEHD DN 63 PN16	1.85	0.99	0.35	0.0696
p53	n54	n55	157.5	0.00223	0.3506	PEHD DN 25 PN16	0.35	1.24	1.9	0.2993
p54	n56	n57	104	0.00223	0.2315	PEHD DN 25 PN16	0.23	0.82	0.83	0.0863
p55	n122	n59	61.72	0.00223	0.1374	PEHD DN 90 PN16	1.03	0.24	0.01	0.0006
p56	n59	n60	76.69	0.00223	0.1707	PEHD DN 25 PN16	0.17	0.6	0.45	0.0345
p57	n35	n61	58.51	0.00223	0.1302	PEHD DN 25 PN16	0.13	0.46	0.26	0.0152
p58	n62	n63	45.74	0.00223	0.1018	PEHD DN 40 PN16	0.37	0.5	0.16	0.0073
p59	n63	n64	101.8	0.00223	0.2266	PEHD DN 25 PN16	0.23	0.8	0.79	0.0804
p60	n65	n66	49.63	0.00223	0.1105	PEHD DN 40 PN16	0.71	0.94	0.57	0.0283
p61	n66	n67	33.21	0.00223	0.0739	PEHD DN 25 PN16	0.07	0.26	0.08	0.0027
p62	n66	n68	20.94	0.00223	0.0466	PEHD DN 40 PN16	0.52	0.69	0.31	0.0065
p63	n68	n69	48.01	0.00223	0.1069	PEHD DN 25 PN16	0.11	0.38	0.18	0.0086

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I(Suite)

Tronçon	Nœud		Longueur	débit spécifique	Débit route	Diamètre et Matériau	Débit tronçon	Vitesse	Pertes de Charge	
	Initial	Final							MI	l/s.m
p64	n68	n70	12.66	0.00223	0.0282	PEHD DN 32 PN16	0.37	0.76	0.51	0.0065
p65	n70	n71	22.01	0.00223	0.0490	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.17	0.04	0.0009
p66	n70	n73	8.107	0.00223	0.0180	PEHD DN 32 PN16	0.29	0.6	0.32	0.0026
p67	n73	n74	2.257	0.00223	0.0050	PEHD DN 32 PN16	0.18	0.37	0.12	0.0003
p68	n74	n75	24.41	0.00223	0.0543	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.19	0.05	0.0012
p69	n74	n76	53.57	0.00223	0.1192	PEHD DN 25 PN16	0.12	0.42	0.22	0.0118
p70	n73	n77	42.51	0.00223	0.0946	PEHD DN 25 PN16	0.09	0.33	0.14	0.0060
p71	n78	n79	26.02	0.00223	0.0579	PEHD DN 90 PN16	4.51	1.06	0.23	0.0060
p72	n79	n80	21.24	0.00223	0.0473	PEHD DN 90 PN16	4.35	1.02	0.21	0.0045
p73	n80	n81	10.7	0.00223	0.0238	PEHD DN 90 PN16	4.19	0.98	0.2	0.0021
p74	n81	n82	9.606	0.00223	0.0214	PEHD DN 90 PN16	4.04	0.95	0.18	0.0017
p75	n82	n83	13.54	0.00223	0.0301	PEHD DN 90 PN16	3.93	0.92	0.18	0.0024
p76	n83	n84	27.88	0.00223	0.0621	PEHD DN 90 PN16	3.77	0.89	0.16	0.0045
p77	n84	n85	7.242	0.00223	0.0161	PEHD DN 90 PN16	3.66	0.86	0.15	0.0011
p78	n85	n65	37.75	0.00223	0.0840	PEHD DN 90 PN16	3.6	0.85	0.15	0.0057
p79	n84	n86	18.41	0.00223	0.0410	PEHD DN 25 PN16	0.04	0.14	0.03	0.0006
p80	n85	n87	20.72	0.00223	0.0461	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.16	0.03	0.0006
p81	n81	n88	55.79	0.00223	0.1242	PEHD DN 25 PN16	0.12	0.44	0.24	0.0134
p82	n83	n89	59.75	0.00223	0.1330	PEHD DN 25 PN16	0.13	0.47	0.27	0.0161
p83	n82	n90	39.1	0.00223	0.0870	PEHD DN 25 PN16	0.09	0.31	0.12	0.0047
p84	n91	n92	28.88	0.00223	0.0643	PEHD DN 32 PN16	0.32	0.66	0.38	0.0110
p85	n92	n93	40.21	0.00223	0.0895	PEHD DN 32 PN16	0.2	0.41	0.14	0.0056
p86	n93	n94	26.64	0.00223	0.0593	PEHD DN 25 PN16	0.06	0.21	0.05	0.0013

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I(Suite)

Tronçon	Nœud		Longueur	débit spécifique	Débit route	Diamètre et Matériau	Débit tronçon	Vitesse	Pertes de Charge	
	Initial	Final							MI	l/s.m
p87	n92	n95	25.58	0.00223	0.0569	PEHD DN 25 PN16	0.06	0.2	0.05	0.0013
p88	n93	n96	21.28	0.00223	0.0474	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.17	0.03	0.0006
p89	n91	n97	48.96	0.00223	0.1090	PEHD DN 32 PN16	0.46	0.95	0.79	0.0387
p90	n97	n98	109.4	0.00223	0.2435	PEHD DN 25 PN16	0.24	0.86	0.92	0.1006
p91	n99	n100	56.85	0.00223	0.1265	PEHD DN 40 PN16	1.03	1.36	1.2	0.0682
p92	n100	n91	18.01	0.00223	0.0401	PEHD DN 40 PN16	0.82	1.08	0.76	0.0137
p93	n78	n103	48.5	0.00223	0.1080	PEHD DN 25 PN16	0.11	0.38	0.18	0.0087
p94	n100	n104	37.21	0.00223	0.0828	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.29	0.11	0.0041
p95	n80	n105	50.91	0.00223	0.1133	PEHD DN 25 PN16	0.11	0.4	0.2	0.0102
p96	n79	n106	48.92	0.00223	0.1089	PEHD DN 25 PN16	0.11	0.38	0.18	0.0088
p97	n97	n107	48.3	0.00223	0.1075	PEHD DN 25 PN16	0.11	0.38	0.18	0.0087
p98	n203	n108	274.7	0.00223	0.6115	PEHD DN 50 PN16	1.06	0.89	0.38	0.1044
p99	n108	n109	51.76	0.00223	0.1152	PEHD DN 25 PN16	0.12	0.41	0.2	0.0104
p100	n108	n110	148.5	0.00223	0.3306	PEHD DN 25 PN16	0.33	1.17	1.69	0.2510
p101	n56	n111	164	0.00223	0.3651	PEHD DN 25 PN16	0.37	1.29	2.06	0.3378
p102	n62	n112	11.5	0.00223	0.0256	PEHD DN 25 PN16	0.14	0.51	0.32	0.0037
p103	n112	n113	21.28	0.00223	0.0474	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.17	0.03	0.0006
p104	n59	n62	88.95	0.00223	0.1980	PEHD DN 50 PN16	0.72	0.61	0.18	0.0160
p105	n65	n114	18.75	0.00223	0.0417	PEHD DN 90 PN16	2.81	0.66	0.09	0.0017
p106	n114	n56	297.9	0.00223	0.6631	PEHD DN 50 PN16	1.26	1.07	0.55	0.1638
p107	n114	n115	59.87	0.00223	0.1333	PEHD DN 50 PN16	1.51	1.28	0.78	0.0467
p108	n115	n116	132.3	0.00223	0.2945	PEHD DN 50 PN16	1.11	0.94	0.42	0.0556
p109	n116	n117	130.2	0.00223	0.2898	PEHD DN 32 PN16	0.29	0.6	0.31	0.0404

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I(Suite)

Tronçon	Nœud		Longueur ml	débit spécifique l/s.m	Débit route l/s	Diamètre et Matériau mm	Débit tronçon l/s	Vitesse m/s	Pertes de Charge	
	Initial	Final							Unit m/km	Tot m
p110	n115	n118	119.4	0.00223	0.2658	PEHD DN 25 PN16	0.27	0.94	1.09	0.1301
p111	n116	n119	236.8	0.00223	0.5271	PEHD DN 40 PN16	0.53	0.7	0.32	0.0758
p112	n120	n121	48.12	0.00223	0.1071	PEHD DN 25 PN16	0.11	0.38	0.18	0.0087
p113	n124	n99	42.26	0.00223	0.0941	PEHD DN 50 PN16	1.2	1.01	0.49	0.0207
p114	n122	n78	167.4	0.00223	0.3726	PEHD DN 90 PN16	5	1.17	0.28	0.0469
p115	n99	n123	35.03	0.00223	0.0780	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.28	0.09	0.0032
p116	n50	n177	203.3	0.00223	0.4525	PEHD DN 110 PN 16	6.47	1.02	0.16	0.0325
p117	1	n44	53.25	0.00223	0.1185	PEHD DN 250 PN16	29.98	0.91	0.04	0.0021
p118	n125	n126	10.24	0.00223	0.0228	PEHD DN 63 PN16	1.9	1.01	0.36	0.0037
p119	n126	n127	9.967	0.00223	0.0222	PEHD DN 63 PN16	1.83	0.98	0.34	0.0034
p120	n127	n128	11.99	0.00223	0.0267	PEHD DN 50 PN16	1.75	1.48	1.06	0.0127
p121	n128	n129	10.59	0.00223	0.0236	PEHD DN 50 PN16	1.68	1.42	0.98	0.0104
p122	n129	n130	20.48	0.00223	0.0456	PEHD DN 50 PN16	1.6	1.35	0.88	0.0180
p123	n130	n131	20.98	0.00223	0.0467	PEHD DN 50 PN16	1.51	1.28	0.78	0.0164
p124	n131	n120	44.19	0.00223	0.0984	PEHD DN 50 PN16	1.4	1.19	0.68	0.0300
p125	n44	n132	26.8	0.00223	0.0597	PEHD DN 160 PN16	14.87	1.11	0.12	0.0032
p126	n132	n133	24.53	0.00223	0.0546	PEHD DN 160 PN16	14.64	1.09	0.11	0.0027
p127	n133	n134	2.18	0.00223	0.0049	PEHD DN 160 PN16	13.7	1.02	0.1	0.0002
p128	n134	n135	10.79	0.00223	0.0240	PEHD DN 160 PN16	12.91	0.96	0.09	0.0010
p129	n135	n136	7.493	0.00223	0.0167	PEHD DN 160 PN16	12.31	0.92	0.08	0.0006
p130	n136	n137	53.63	0.00223	0.1194	PEHD DN 160 PN16	12.08	0.9	0.08	0.0043

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I(Suite)

Tronçon	Nœud		Longueur ml	débit spécifique l/s.m	Débit route l/s	Diamètre et Matériau mm	Débit tronçon l/s	Vitesse m/s	Pertes de Charge	
	Initial	Final							Unit m/km	Tot m
-										
p131	n137	n138	45.72	0.00223	0.1018	PEHD DN 160 PN16	11.88	0.88	0.07	0.0032
p132	n138	n139	7.775	0.00223	0.0173	PEHD DN 160 PN16	11.67	0.87	0.08	0.0006
p133	n139	n140	39.02	0.00223	0.0869	PEHD DN 125 PN16	11.58	1.41	0.26	0.0101
p134	n140	n48	42.07	0.00223	0.0936	PEHD DN 125 PN16	10.37	1.26	0.21	0.0088
p135	n102	n125	131.7	0.00223	0.2932	PEHD DN 63 PN16	2.24	1.2	0.51	0.0672
p136	n49	n141	159	0.00223	0.3539	PEHD DN 32 PN16	0.35	0.73	0.47	0.0747
p137	n138	n142	49.1	0.00223	0.1093	PEHD DN 25 PN16	0.11	0.39	0.18	0.0088
p138	n143	n144	32.79	0.00223	0.0730	PEHD DN 25 PN16	0.19	0.67	0.57	0.0187
p139	n144	n145	34.31	0.00223	0.0764	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.27	0.09	0.0031
p140	n144	n146	18.77	0.00223	0.0418	PEHD DN 25 PN16	0.04	0.15	0.02	0.0004
p141	n132	n147	76.27	0.00223	0.1698	PEHD DN 25 PN16	0.17	0.6	0.45	0.0343
p142	n133	n148	51.58	0.00223	0.1148	PEHD DN 40 PN16	0.89	1.18	0.9	0.0464
p143	n148	n149	36.76	0.00223	0.0818	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.29	0.1	0.0037
p144	n148	n150	39.79	0.00223	0.0886	PEHD DN 40 PN16	0.69	0.92	0.54	0.0215
p145	n150	n143	34.63	0.00223	0.0771	PEHD DN 32 PN16	0.49	1.01	0.89	0.0308
p146	n143	n151	97.93	0.00223	0.2180	PEHD DN 25 PN16	0.22	0.77	0.73	0.0715
p147	n135	n152	54.28	0.00223	0.1208	PEHD DN 32 PN16	0.58	1.2	1.25	0.0679
p148	n152	n153	89.82	0.00223	0.1999	PEHD DN 32 PN16	0.39	0.82	0.58	0.0521
p149	n150	n154	52.19	0.00223	0.1162	PEHD DN 25 PN16	0.12	0.41	0.21	0.0110
p150	n153	n155	24.55	0.00223	0.0546	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.19	0.05	0.0012
p151	n153	n156	62.57	0.00223	0.1393	PEHD DN 25 PN16	0.14	0.49	0.3	0.0188
p152	n157	n158	83.24	0.00223	0.1853	PEHD DN 25 PN16	0.19	0.65	0.53	0.0441
p153	n159	n160	71.85	0.00223	0.1599	PEHD DN 25 PN16	0.16	0.56	0.4	0.0287

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I(Suite)

Tronçon	Nœud		Longueur ml	débit spécifique l/s.m	Débit route l/s	Diamètre et Matériau mm	Débit tronçon l/s	Vitesse m/s	Pertes de Charge	
	Initial	Final							Unit m/km	Tot m
p154	n159	n161	50.03	0.00223	0.1114	PEHD DN 40 PN16	0.89	1.18	0.9	0.0450
p155	n161	n157	22.72	0.00223	0.0506	PEHD DN 40 PN16	0.72	0.95	0.59	0.0134
p156	n161	n162	26.88	0.00223	0.0598	PEHD DN 25 PN16	0.06	0.21	0.06	0.0016
p157	n157	n163	24.31	0.00223	0.0541	PEHD DN 32 PN16	0.48	1	0.88	0.0214
p158	n163	n164	18.59	0.00223	0.0414	PEHD DN 25 PN16	0.04	0.15	0.03	0.0006
p159	n163	n165	30.31	0.00223	0.0675	PEHD DN 32 PN16	0.39	0.81	0.57	0.0173
p160	n165	n166	13.14	0.00223	0.0292	PEHD DN 25 PN16	0.03	0.1	0.01	0.0001
p161	n140	n159	31.39	0.00223	0.0699	PEHD DN 50 PN16	1.12	0.95	0.43	0.0135
p162	n139	n167	32.87	0.00223	0.0732	PEHD DN 25 PN16	0.07	0.26	0.08	0.0026
p163	n165	n168	69.9	0.00223	0.1556	PEHD DN 32 PN16	0.29	0.61	0.32	0.0224
p164	n168	n169	40.28	0.00223	0.0897	PEHD DN 25 PN16	0.09	0.32	0.12	0.0048
p165	n168	n170	21.17	0.00223	0.0471	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.17	0.04	0.0008
p166	n136	n171	16.16	0.00223	0.0360	PEHD DN 25 PN16	0.21	0.72	0.65	0.0105
p167	n171	n172	43.45	0.00223	0.0967	PEHD DN 25 PN16	0.1	0.34	0.14	0.0061
p168	n171	n173	32.64	0.00223	0.0727	PEHD DN 25 PN16	0.07	0.26	0.08	0.0026
p169	n134	n174	267.1	0.00223	0.5946	PEHD DN 40 PN16	0.79	1.04	0.71	0.1896
p170	n174	n175	87.17	0.00223	0.1940	PEHD DN 25 PN16	0.19	0.68	0.58	0.0506
p171	n45	n176	62.44	0.00223	0.1390	PEHD DN 25 PN16	0.14	0.49	0.3	0.0187
p172	n46	n178	71.92	0.00223	0.1601	PEHD DN 25 PN16	0.16	0.56	0.4	0.0288
p173	n125	n179	22.03	0.00223	0.0490	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.17	0.04	0.0009
p174	n126	n180	21.53	0.00223	0.0479	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.17	0.03	0.0006
p175	n127	n181	24.28	0.00223	0.0540	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.19	0.05	0.0012
p176	n128	n182	17.36	0.00223	0.0386	PEHD DN 25 PN16	0.04	0.14	0.02	0.0003

Tableau VI.1 : Caractéristiques des tronçons du réseau de la zone I (Suite et fin)

Tronçon	Nœud		Longueur ml	débit spécifique l/s.m	Débit route l/s	Diamètre et Matériau mm	Débit tronçon l/s	Vitesse m/s	Pertes de Charge	
	Initial	Final							Unit m/km	Tot m
p177	n129	n183	27.57	0.00223	0.0614	PEHD DN 25 PN16	0.06	0.22	0.06	0.0017
p178	n130	n184	20.73	0.00223	0.0461	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.16	0.04	0.0008
p179	n131	n185	25.49	0.00223	0.0567	PEHD DN 25 PN16	0.06	0.2	0.05	0.0013
p180	n41	n186	48.92	0.00223	0.1089	PEHD DN 25 PN16	0.11	0.38	0.18	0.0088
p181	n42	n187	29.04	0.00223	0.0646	PEHD DN 25 PN16	0.06	0.23	0.07	0.0020
p182	n33	n188	95.4	0.00223	0.2124	PEHD DN 25 PN16	0.21	0.75	0.7	0.0668
p183	n28	n189	104.7	0.00223	0.2331	PEHD DN 25 PN16	0.23	0.82	0.84	0.0879
p184	n112	n190	32.33	0.00223	0.0720	PEHD DN 25 PN16	0.07	0.25	0.08	0.0026
p185	n63	n191	20.47	0.00223	0.0456	PEHD DN 25 PN16	0.05	0.16	0.03	0.0006
p186	n27	n192	75.84	0.00223	0.1688	PEHD DN 25 PN16	0.17	0.6	0.44	0.0334
p187	n137	n193	36.09	0.00223	0.0803	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.28	0.1	0.0036
p188	n152	n194	28.32	0.00223	0.0630	PEHD DN 25 PN16	0.06	0.22	0.06	0.0017
p189	n29	n195	190.1	0.00223	0.4232	PEHD DN 25 PN16	0.42	1.49	2.77	0.5266
p190	n196	n197	195.5	0.00223	0.4352	PEHD DN 32 PN16	0.44	0.9	0.71	0.1388
p191	n198	n199	36.69	0.00223	0.0817	PEHD DN 25 PN16	0.08	0.29	0.1	0.0037
p192	n196	n198	88.58	0.00223	0.1972	PEHD DN 32 PN16	0.48	1	0.87	0.0771
p193	n198	n47	91.38	0.00223	0.2034	PEHD DN 25 PN16	0.2	0.72	0.64	0.0585
p194	n40	n196	323.67	0.00223	0.7205	PEHD DN 50 PN16	1.64	1.39	0.92	0.2978

VI.7. Présentation du logiciel EPANET

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

VI.7.1. Utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [6] :

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

VI.7.2. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

a) Première étape

Elle consiste au report du tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec EPANET.

b) Deuxième étape

Il s'agit de choisir et de définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base.

c) Troisième étape

Dans notre projet, la modélisation consiste à introduire les différentes données du réseau.

➤ Au niveau des nœuds

- L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence.
- La demande en eau (débit en route prélevé sur le réseau).

➤ Au niveau des arcs

- Les nœuds initiaux et finaux. le diamètre, la longueur et le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

➤ Au niveau des réservoirs

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre ;
- Les niveaux initiaux, minimaux et maximaux de l'eau.

VI.7.3. Résultats après la simulation du réseau par logiciel EPANET

Après l'introduction des paramètres du réseau, on exécute une simulation hydraulique du type permanent. Dans cette étape, et grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques dans le but d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 m/s- 1.5 m/s] et aussi des pressions aux différents nœuds qui ne doivent pas dépasser 60 m.c.e (6 bars), notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN16.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN16 sont donnés dans l'annexe (5).

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure VI.5 ci-dessous.

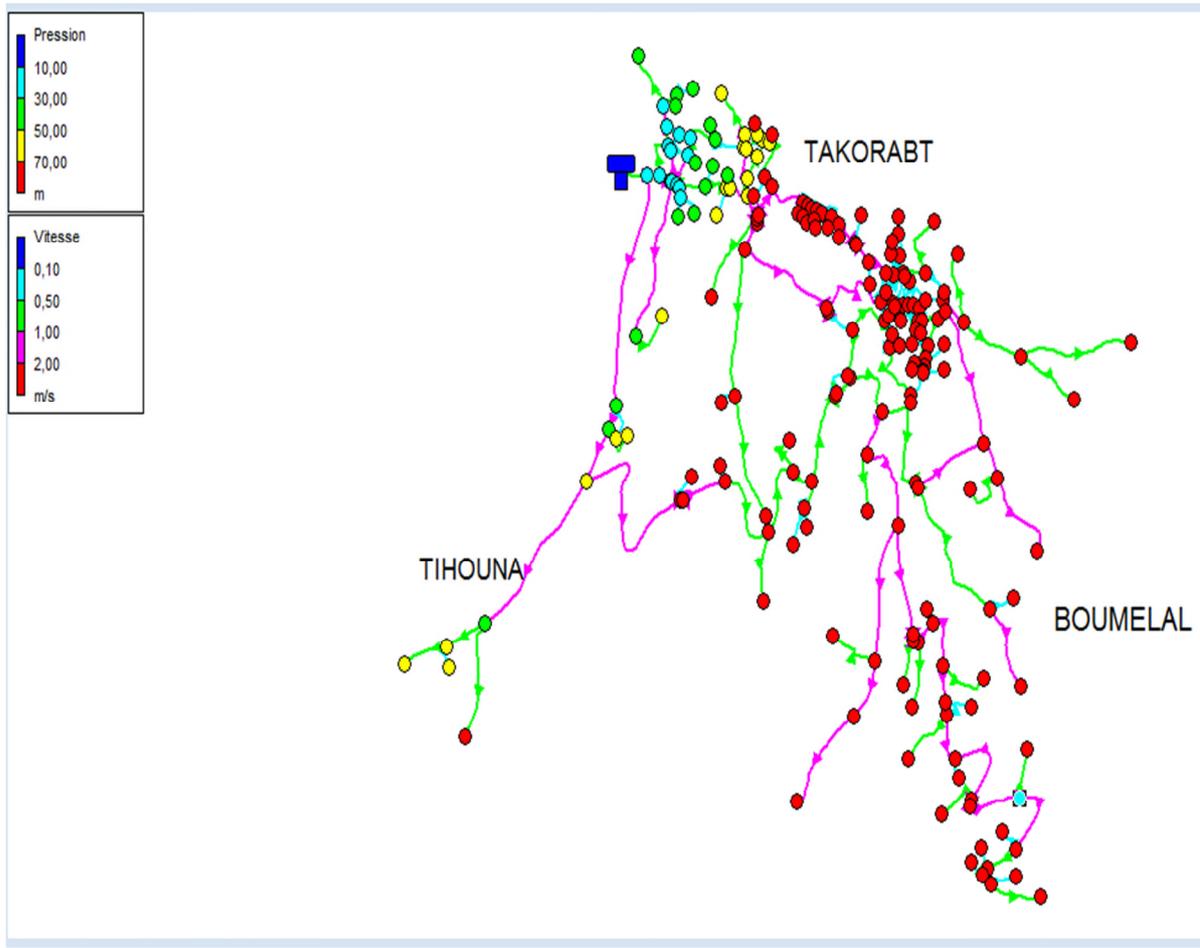


Figure VI.5 : Schéma du réseau après simulation (Zone I)

Les résultats de simulation sont représentés dans le tableau VI.2 ci-dessous.

Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau de la zone I

ID Nœud	Altitude m	Demande de base LPS	Pression m
Nœud n1	490	0.258216	233.35
Nœud n2	480	0.2951676	243.15
Nœud n3	474	0.14633724	249.11
Nœud n4	513	0.17710056	210.51
Nœud n5	498	0.359499	225.44
Nœud n6	491	0.18110736	232.3
Nœud n7	480	0.07864458	243.11
Nœud n8	486	0.08487738	237.15
Nœud n9	472	0.0381759	251.11
Nœud n10	478	0.07085358	245.11
Nœud n11	470	0.04701312	253.09
Nœud n12	472	0.12178446	251.08
Nœud n13	461	0.2410758	262
Nœud n14	503	0.17071194	220.41
Nœud n15	508	0.07539462	215.51
Nœud n16	520	0.04509876	203.56
Nœud n17	528	0.242634	195.46
Nœud n18	528	0.215922	195.59
Nœud n19	523	0.13171242	200.57
Nœud n20	510	0.2226	213.52
Nœud n21	515	0.13024326	208.56
Nœud n22	539	0.02308362	184.66
Nœud n23	537	0.2410758	186.56
Nœud n24	534	0.0952728	189.63
Nœud n25	539	0.06257286	184.63
Nœud n26	555	0.351708	168.7
Nœud n27	540	0	183.66
Nœud n28	556	0.51198	167.55
Nœud n29	552	0.2283876	171.38
Nœud n30	569	0.1700664	154.77
Nœud n31	575	0.21298368	148.7
Nœud n32	613	0.3521532	110.8
Nœud n33	607	0.2965032	116.79
Nœud n34	601	0.10108266	122.79
Nœud n35	590	0.3307836	133.79
Nœud n36	574	0.3485916	149.78
Nœud n37	598	0.10960824	125.77
Nœud n38	592	0.06913956	131.77
Nœud n39	598	0.13738872	125.76
Nœud n40	670	0.21498708	53.94

Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau de la zone I (Suite)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Nœud	m	LPS	m
Nœud n41	638	0.8385342	85.83
Nœud n42	632	0.21293916	91.81
Nœud n43	600	0.2579934	123.77
Nœud n44	711	0.1185345	13
Nœud n45	680	0.8543388	43.95
Nœud n46	677	0.086814	46.95
Nœud n47	657	0.20341188	66.5
Nœud n48	650	0.09364782	73.96
Nœud n49	649	0.02149426	74.96
Nœud n50	642	0.1118565	81.95
Nœud n51	625	0.536466	98.85
Nœud n52	628	0.08387568	95.85
Nœud n53	616	0.4614498	107.69
Nœud n54	558	0.4427514	165.71
Nœud n55	559	0.350595	164.41
Nœud n56	549	0.6631254	174.68
Nœud n57	547	0.231504	176.59
Nœud n122	595	0	128.92
Nœud n59	586	0.13738872	137.92
Nœud n60	587	0.17071194	136.88
Nœud n61	589	0.13024326	134.77
Nœud n62	587	0.1980027	136.9
Nœud n63	581	0.10181724	142.89
Nœud n64	572	0.2266068	151.81
Nœud n65	580	0.0840315	143.84
Nœud n66	580	0.11047638	143.81
Nœud n67	580	0.07392546	143.81
Nœud n68	579	0.04661244	144.81
Nœud n69	580	0.10687026	143.8
Nœud n70	578	0.02818116	145.8
Nœud n71	578	0.04899426	145.8
Nœud n73	577	0.01804618	146.8
Nœud n74	577	0.00502408	146.8
Nœud n75	577	0.05433666	146.8
Nœud n76	572	0.11924682	151.79
Nœud n77	578	0.09462726	145.79
Nœud n78	587	0.3726324	136.87
Nœud n79	583	0.05792052	140.86
Nœud n80	580	0.04728024	143.86

Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau de la zone I (Suite)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Nœud	m	LPS	m
Nœud n81	580	0.0238182	143.86
Nœud n82	580	0.02138296	143.85
Nœud n83	579	0.03014004	144.85
Nœud n84	580	0.06206088	143.85
Nœud n85	582	0.01612069	141.85
Nœud n86	583	0.04098066	140.85
Nœud n87	582	0.04612272	141.85
Nœud n88	578	0.12418854	145.84
Nœud n89	575	0.1330035	148.84
Nœud n90	583	0.0870366	140.85
Nœud n91	581	0.04009026	142.7
Nœud n92	582	0.06428688	141.69
Nœud n93	582	0.08950746	141.68
Nœud n94	581	0.05930064	142.68
Nœud n95	584	0.05694108	139.69
Nœud n96	584	0.04736928	139.68
Nœud n97	571	0.10898496	152.66
Nœud n98	580	0.2435244	143.56
Nœud n99	586	0.09407076	137.78
Nœud n100	582	0.1265481	141.71
Nœud n103	584	0.107961	139.86
Nœud n104	584	0.08282946	139.71
Nœud n105	579	0.11332566	144.85
Nœud n106	581	0.10889592	142.85
Nœud n107	573	0.1075158	150.65
Nœud n108	520	0.6114822	203.61
Nœud n109	522	0.11521776	201.6
Nœud n110	496	0.330561	227.35
Nœud n111	522	0.365064	201.34
Nœud n112	586	0.025599	137.9
Nœud n113	583	0.04736928	140.9
Nœud n114	579	0.0417375	144.84
Nœud n115	567	0.13327062	156.79
Nœud n116	566	0.2944998	157.74
Nœud n117	545	0.2898252	178.7
Nœud n118	564	0.2657844	159.66
Nœud n119	520	0.5271168	203.66
Nœud n120	591	0.09836694	132.8

Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau de la zone I (Suite)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Nœud	m	LPS	m
Nœud n121	590	0.10711512	133.79
Nœud n123	588	0.07797678	135.78
Nœud n125	620	0.2931642	103.9
Nœud n126	617	0.02279424	106.89
Nœud n127	616	0.02218654	107.89
Nœud n128	612	0.02668974	111.88
Nœud n129	610	0.02357334	113.87
Nœud n130	605	0.04558848	118.85
Nœud n131	600	0.04670148	123.83
Nœud n132	706	0.0596568	17.99
Nœud n133	700	0.05460378	23.99
Nœud n134	700	0.00485268	23.99
Nœud n135	698	0.02401854	25.99
Nœud n136	694	0.01667942	29.99
Nœud n137	682	0.11938038	41.99
Nœud n138	670	0.10177272	53.98
Nœud n139	668	0.01730715	55.98
Nœud n140	655	0.08685852	68.97
Nœud n141	652	0.353934	71.89
Nœud n142	667	0.1092966	56.97
Nœud n143	698	0.07708638	25.89
Nœud n144	690	0.07299054	33.87
Nœud n145	681	0.07637406	42.87
Nœud n146	690	0.04178202	33.87
Nœud n147	703	0.16977702	20.96
Nœud n148	703	0.11481708	20.95
Nœud n149	700	0.08182776	23.94
Nœud n150	699	0.08857254	24.92
Nœud n151	691	0.21799218	32.82
Nœud n152	697	0.12082728	26.92
Nœud n153	683	0.19993932	40.87
Nœud n154	699	0.11617494	24.91
Nœud n155	680	0.0546483	43.87
Nœud n156	670	0.13928082	53.85
Nœud n157	665	0.05057472	58.9
Nœud n158	664	0.18529224	59.86
Nœud n159	660	0.06987414	63.96
Nœud n160	657	0.1599381	66.93

Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau de la zone I (Suite)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Nœud	m	LPS	m
Nœud n161	666	0.11136678	57.91
Nœud n162	660	0.05983488	63.91
Nœud n163	657	0.05411406	66.88
Nœud n164	652	0.04138134	71.88
Nœud n165	655	0.06747006	68.86
Nœud n166	652	0.02924964	71.86
Nœud n167	674	0.07316862	49.98
Nœud n168	650	0.1555974	73.84
Nœud n169	653	0.08966328	70.83
Nœud n170	652	0.04712442	71.84
Nœud n171	694	0.03597216	29.98
Nœud n172	683	0.0967197	40.97
Nœud n173	688	0.07265664	35.98
Nœud n174	680	0.5945646	43.8
Nœud n175	671	0.19404042	52.75
Nœud n176	671	0.13899144	52.93
Nœud n178	668	0.16009392	55.92
Nœud n179	621	0.04903878	102.9
Nœud n180	618	0.04792578	105.89
Nœud n181	616	0.05404728	107.89
Nœud n182	613	0.03864336	110.88
Nœud n183	613	0.06137082	110.86
Nœud n184	606	0.04614498	117.85
Nœud n185	600	0.05674074	123.83
Nœud n186	642	0.10889592	81.83
Nœud n187	633	0.06464304	90.81
Nœud n188	612	0.2123604	111.73
Nœud n189	574	0.2330622	149.46
Nœud n190	583	0.07196658	140.89
Nœud n191	581	0.04556622	142.89
Nœud n192	542	0.16881984	181.63
Nœud n193	683	0.08033634	40.98
Nœud n194	692	0.06304032	31.92
Nœud n195	534	0.4231626	188.86
Nœud n196	675	0.72048942	48.64
Nœud n197	630	0.435183	93.5
Nœud n199	662	0.08167194	61.56
Nœud n198	664	0.19717908	59.56

Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau de la zone I (Suite et fin)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Nœud	M	LPS	m
Nœud n72	638	0	85.83
Nœud n101	650	0	73.96
Nœud n102	650	0	73.96
Nœud n124	591	0	132.8
Nœud n177	595	0.4525458	128.92
Nœud n200	590	0	133.79
Nœud n201	540	0.4200462	183.66
Nœud n202	498	0	225.44
Nœud n203	558	0	165.71

D'après les tableaux VI.1 et VI.2 on constate que la plupart des vitesses trouvées sont dans l'intervalle (0.5 m/s- 1.5 m/s) .on remarque qu'il ya quelques vitesses qui sont inferieurs a 0.5 m/s. cependant, ces derniers correspondent a des tançons se trouvant a l'extrémité du réseau (points extrêmes).

La pression au niveau de la plupart des nœuds du réseau dépassent la pression maximale pour la distribution (60 m). Pour cela on doit placer des réducteurs de pressions pour baisser la pression au niveau de ces nœuds.

VI.8. Résultats de simulation du réseau avec régulateurs de pression

Les résultats de la simulation avec les régulateurs de pression sont représentés dans la figure VI.6.

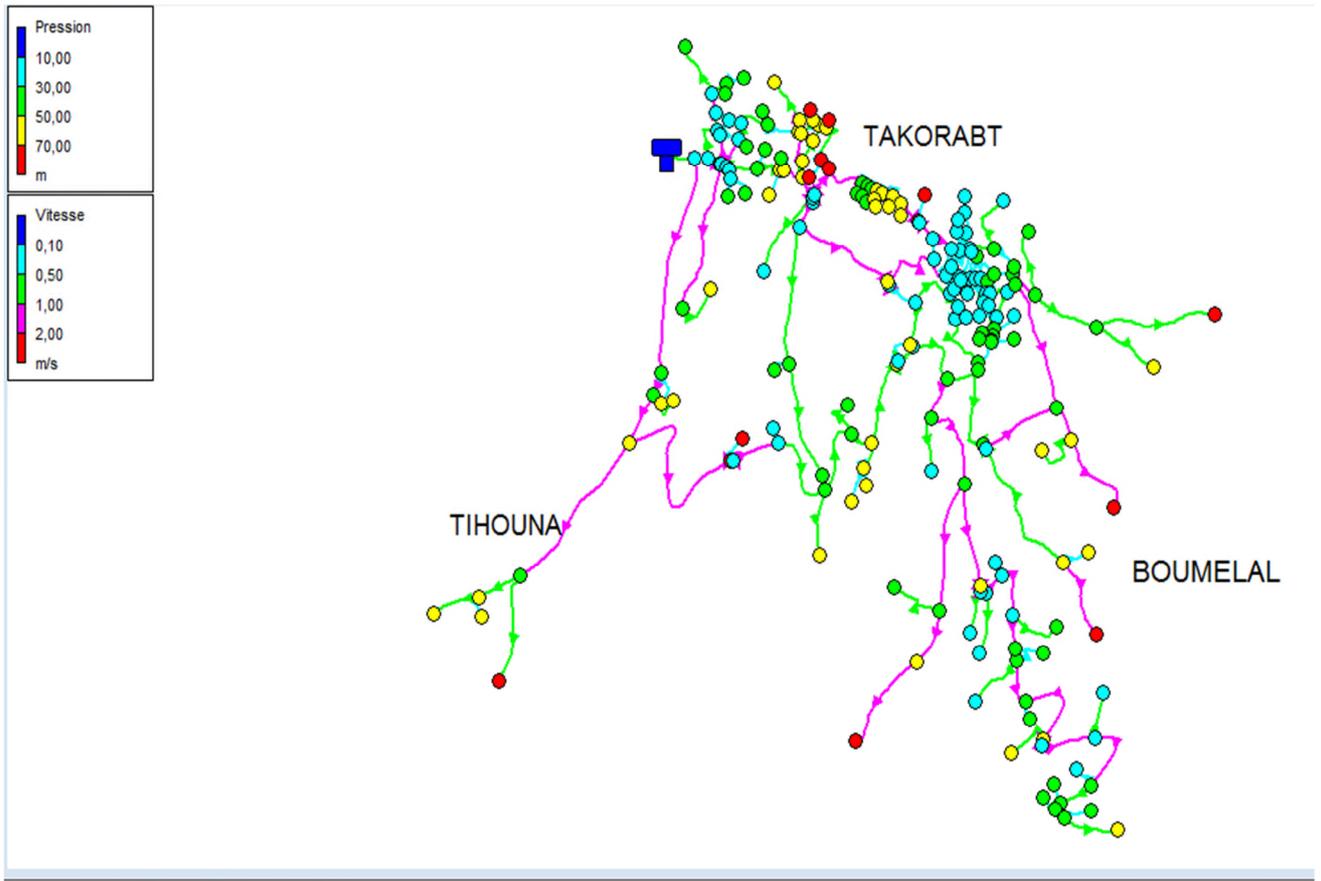


Figure VI.6 : Etat du réseau après simulation avec régulateurs de pression (Zone I)

Les résultats de simulation avec les régulateurs de pression sont donnés dans le tableau VI.3 ci-dessous.

Tableau VI.3 : Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pressions (Zone I)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Nœud	m	LPS	m
Noeud n1	490	0.258216	22.9
Noeud n2	480	0.2951676	32.71
Noeud n3	474	0.14633724	38.67
Noeud n4	513	0.17710056	41.85
Noeud n5	498	0.359499	56.78
Noeud n6	491	0.18110736	21.86
Noeud n7	480	0.07864458	32.67
Noeud n8	486	0.08487738	26.71
Noeud n9	472	0.0381759	40.67
Noeud n10	478	0.07085358	34.66
Noeud n11	470	0.04701312	42.65
Noeud n12	472	0.12178446	40.64
Noeud n13	461	0.2410758	51.55
Noeud n14	503	0.17071194	51.75
Noeud n15	508	0.07539462	46.85
Noeud n16	520	0.04509876	34.9
Noeud n17	528	0.242634	26.8
Noeud n18	528	0.215922	26.93
Noeud n19	523	0.13171242	31.91
Noeud n20	510	0.2226	44.85
Noeud n21	515	0.13024326	39.9
Noeud n22	539	0.02308362	15.99
Noeud n23	537	0.2410758	17.9
Noeud n24	534	0.0952728	20.97
Noeud n25	539	0.06257286	15.97
Noeud n26	555	0.351708	49.92
Noeud n27	540	0	15
Noeud n28	556	0.51198	48.76
Noeud n29	552	0.2283876	52.6
Noeud n30	569	0.1700664	35.98

Tableau VI.3 : Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pressions (Zone I) (Suite)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Noeud	m	LPS	m
Noeud n31	575	0.21298368	29.91
Noeud n32	613	0.3521532	39.97
Noeud n33	607	0.2965032	45.96
Noeud n34	601	0.10108266	51.96
Noeud n35	590	0.3307836	62.95
Noeud n36	574	0.3485916	30.99
Noeud n37	598	0.10960824	54.94
Noeud n38	592	0.06913956	60.94
Noeud n39	598	0.13738872	54.92
Noeud n40	670	0.21498708	53.94
Noeud n41	638	0.8385342	85.83
Noeud n42	632	0.21293916	20.98
Noeud n43	600	0.2579934	52.94
Noeud n44	711	0.1185345	13
Noeud n45	680	0.8543388	43.95
Noeud n46	677	0.086814	46.95
Noeud n47	657	0.20341188	66.5
Noeud n48	650	0.09364782	73.96
Noeud n49	649	0.02149426	16
Noeud n50	642	0.1118565	22.99
Noeud n51	625	0.536466	39.89
Noeud n52	628	0.08387568	36.89
Noeud n53	616	0.4614498	48.72
Noeud n54	558	0.4427514	46.92
Noeud n55	559	0.350595	45.63
Noeud n56	549	0.6631254	60.76
Noeud n57	547	0.231504	62.67
Noeud n122	595	0	15
Noeud n59	586	0.13738872	24
Noeud n60	587	0.17071194	22.96

Tableau VI.3 : Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pressions (Zone I) (Suite)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Noeud	m	LPS	m
Noeud n61	589	0.13024326	63.94
Noeud n62	587	0.1980027	22.98
Noeud n63	581	0.10181724	28.98
Noeud n64	572	0.2266068	37.9
Noeud n65	580	0.0840315	29.92
Noeud n66	580	0.11047638	29.9
Noeud n67	580	0.07392546	29.89
Noeud n68	579	0.04661244	30.89
Noeud n69	580	0.10687026	29.88
Noeud n70	578	0.02818116	31.88
Noeud n71	578	0.04899426	31.88
Noeud n73	577	0.01804618	32.88
Noeud n74	577	0.00502408	32.88
Noeud n75	577	0.05433666	32.88
Noeud n76	572	0.11924682	37.87
Noeud n77	578	0.09462726	31.88
Noeud n78	587	0.3726324	22.95
Noeud n79	583	0.05792052	26.95
Noeud n80	580	0.04728024	29.94
Noeud n81	580	0.0238182	29.94
Noeud n82	580	0.02138296	29.94
Noeud n83	579	0.03014004	30.94
Noeud n84	580	0.06206088	29.93
Noeud n85	582	0.01612069	27.93
Noeud n86	583	0.04098066	26.93
Noeud n87	582	0.04612272	27.93
Noeud n88	578	0.12418854	31.93
Noeud n89	575	0.1330035	34.92
Noeud n90	583	0.0870366	26.93
Noeud n91	581	0.04009026	24.9
Noeud n92	582	0.06428688	23.89

Tableau VI.3 : Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pressions (Zone I) (Suite)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Noeud	m	LPS	m
Noeud n93	582	0.08950746	23.88
Noeud n94	581	0.05930064	24.88
Noeud n95	584	0.05694108	21.89
Noeud n96	584	0.04736928	21.88
Noeud n97	571	0.10898496	34.86
Noeud n98	580	0.2435244	25.76
Noeud n99	586	0.09407076	19.98
Noeud n100	582	0.1265481	23.91
Noeud n103	584	0.107961	25.94
Noeud n104	584	0.08282946	21.91
Noeud n105	579	0.11332566	30.93
Noeud n106	581	0.10889592	28.94
Noeud n107	573	0.1075158	32.85
Noeud n108	520	0.6114822	52.89
Noeud n109	522	0.11521776	50.88
Noeud n110	496	0.330561	76.64
Noeud n111	522	0.365064	87.42
Noeud n112	586	0.025599	23.98
Noeud n113	583	0.04736928	26.98
Noeud n114	579	0.0417375	30.92
Noeud n115	567	0.13327062	42.88
Noeud n116	566	0.2944998	43.82
Noeud n117	545	0.2898252	64.78
Noeud n118	564	0.2657844	45.75
Noeud n119	520	0.5271168	89.75
Noeud n120	591	0.09836694	73.84
Noeud n121	590	0.10711512	74.83
Noeud n123	588	0.07797678	17.98
Noeud n125	620	0.2931642	44.93
Noeud n126	617	0.02279424	47.93
Noeud n127	616	0.02218654	48.93
Noeud n128	612	0.02668974	52.91
Noeud n129	610	0.02357334	54.9
Noeud n130	605	0.04558848	59.89
Noeud n131	600	0.04670148	64.87

Tableau VI.3 : Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pressions (Suite)

ID Nœud	Altitude m	Demande de base LPS	Pression m
Noeud n132	706	0.0596568	17.99
Noeud n133	700	0.05460378	23.99
Noeud n134	700	0.00485268	23.99
Noeud n135	698	0.02401854	25.99
Noeud n136	694	0.01667942	29.99
Noeud n137	682	0.11938038	41.99
Noeud n138	670	0.10177272	53.98
Noeud n139	668	0.01730715	55.98
Noeud n140	655	0.08685852	68.97
Noeud n141	652	0.353934	12.92
Noeud n142	667	0.1092966	56.97
Noeud n143	698	0.07708638	25.89
Noeud n144	690	0.07299054	33.87
Noeud n145	681	0.07637406	42.87
Noeud n146	690	0.04178202	33.87
Noeud n147	703	0.16977702	20.96
Noeud n148	703	0.11481708	20.95
Noeud n149	700	0.08182776	23.94
Noeud n150	699	0.08857254	24.92
Noeud n151	691	0.21799218	32.82
Noeud n152	697	0.12082728	26.92
Noeud n153	683	0.19993932	40.87
Noeud n154	699	0.11617494	24.91
Noeud n155	680	0.0546483	43.87
Noeud n156	670	0.13928082	53.85
Noeud n157	665	0.05057472	58.9
Noeud n158	664	0.18529224	59.86
Noeud n159	660	0.06987414	63.96
Noeud n160	657	0.1599381	66.93
Noeud n161	666	0.11136678	57.91
Noeud n162	660	0.05983488	63.91
Noeud n163	657	0.05411406	66.88
Noeud n164	652	0.04138134	71.88
Noeud n165	655	0.06747006	68.86
Noeud n166	652	0.02924964	71.86
Noeud n167	674	0.07316862	49.98
Noeud n168	650	0.1555974	73.84
Noeud n169	653	0.08966328	70.83
Noeud n170	652	0.04712442	71.84
Noeud n171	694	0.03597216	29.98
Noeud n172	683	0.0967197	40.97

Tableau VI.3 : Etat des nœuds du réseau avec régulateurs de pressions (Suite et Fin)

	Altitude	Demande de base	Pression
ID Nœud	m	LPS	m
Noeud n173	688	0.07265664	35.98
Noeud n174	680	0.5945646	43.8
Noeud n175	671	0.19404042	52.75
Noeud n176	671	0.13899144	52.93
Noeud n178	668	0.16009392	55.92
Noeud n179	621	0.04903878	43.93
Noeud n180	618	0.04792578	46.93
Noeud n181	616	0.05404728	48.93
Noeud n182	613	0.03864336	51.91
Noeud n183	613	0.06137082	51.9
Noeud n184	606	0.04614498	58.88
Noeud n185	600	0.05674074	64.87
Noeud n186	642	0.10889592	81.83
Noeud n187	633	0.06464304	19.98
Noeud n188	612	0.2123604	40.89
Noeud n189	574	0.2330622	30.67
Noeud n190	583	0.07196658	26.98
Noeud n191	581	0.04556622	28.98
Noeud n192	542	0.16881984	12.97
Noeud n193	683	0.08033634	40.98
Noeud n194	692	0.06304032	31.92
Noeud n195	534	0.4231626	70.07
Noeud n196	675	0.2048942	48.64
Noeud n197	630	0.435183	9.5
Noeud n199	662	0.08167194	61.56
Noeud n198	664	0.19717908	59.56
Noeud n72	638	0	15
Noeud n101	650	0	15
Noeud n102	650	0	15
Noeud n124	591	0	15
Noeud n177	595	0.4525458	69.95
Noeud n200	590	0	15
Noeud n201	540	0.4200462	64.87
Noeud n202	498	0	15
Noeud n203	558	0	15

Après simulation on remarque la diminution de la pression aux nœuds après l'installation de neufs (09) réducteurs de pression.

VI.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution des trois villages Boumellal, Taborabt et Tihouna, dont le réseau est de type ramifié. Nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de ces tronçons et des nœuds, La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation on a constaté une forte pression au niveau de la plupart des nœuds, pour cela on a opté pour neuf (09) les réducteurs de pression qui ont permis la réduction de la pression aux nœuds aval. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN16) pour des diamètres intérieurs compris entre 25 mm et 250 mm.

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP, ceci dans le but de satisfaire les besoins en eau de trois villages Boumellal, Tihouna et Takorabt, de la commune de Chemini wilaya de Bejaia . Pour cela, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2051, dont la population de toute la zone concernée par l'étude atteindra 31204 habitants. Le débit calculé est de **1269.63 m³/j**.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage, nous avons procédé à projeter un réservoir d'une capacité de stockage le **350 m³** qui sera jumelés avec le réservoir de Takorabt existant **50m³**.

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de dimensionner la partie gravitaire de 854 m avec un diamètre de 160 mm en PEHD PN16.

Le choix des pompes a été porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevé (71.6%), avec une pompe qui refoule un débit de 49.7 l/s, a une HMT de 206 m et une autre de secours. Ce choix a été réalisé à l'aide du catalogue numérique de s pompes Caprari. Par conséquent, la pompe choisie est : PM 125/3ECAPRARI.

L'analyse du phénomène de coup béliet nous a montré que le système d'adduction ne nécessite pas une protection anti-béliet. Ensuite Nous avons réservé une partie de l'étude afin d'expliquer les différentes étapes de la pose des canalisations à cause de sa grande importance pour une réussite totale du projet.

Par la suite, Le réseau de distribution choisi est de type ramifié, d'une longueur 13469.25 m et de 194 tançons, il est dimensionné d'une façon assurant des pressions et des vitesses acceptables, nous avons opté pour le PEHD PN 16 pour les avantages qu'il présente. Le réseau est alimenté à partir du réservoir Takorabt **350m³**. À l'aide du logiciel Epanet, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution des trois villages Boumellal Takorabt Tihouna, on a opté pour neuf (09) réducteurs de pression qui ont permis la réduction de la pression aux nœuds avals.

Références bibliographiques

- [1] Données de région d'étude : APC et subdivision Chemini wilaya de Bejaia.
- [2] Données de région d'étude : BETPH Dehdouh, Bejaia. Algérienne des eaux, direction du projet : réhabilitation de système d'alimentation en eau potable de la ville de Bejaia.
- [3] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine, Tome 2: ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, France, 216 pages, 1979.
- [4] Carlier, M., hydraulique général et appliquée, Edition Eyrolles, 565 pages, 1972
- [5] **BONIN, J.**, Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris 1982.
- [6] **RASSOUL YOUCEF**, Etude d'alimentation en eau potable du secteur oussama (WILAYA DE BEJAIA) Promotion 2019.
- [7] **BOUMERIDJA. M, DJEDAOUN. F**, Etude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait khetal, commune de Beni Mauche, Wilaya de Bejaia, Promotion 2010.
- [8] **BENHLILOU, M.**, Alimentation en eau potable de la commune de Ouled Slama, Option A.E.P-ENSH,algérie, Promotion 2000/2001.
- [9] **Goudjil, S. et Sadelli, H.** : «Alimentation en eau potable des localités M'Nair I, M'Nair II, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet el Assa (W. Souk Ahras) ». Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.
- [10] <https://www.tecofi.fr>
- [11] **Nabill kheladi Fatah yahaoui** , «Alimentation en eau du flanc nord de la willaya de Tizi ousou a partir du barrage Taksabt », Promotion 2011/2012.
- [12] **HUGUES, G.**, Adduction et distribution d'eau, Technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [13] **AYADI Sonia, BENHADDAD Massinissa**, dimensionnement des reseaux d'Aep de la commune de tibane, daira de chemini wilaya de Bejaia Promotion 2018.
- [14] **Hamdani, A. et Igroufa, M.** : « Etude des réseaux d'AEP du centre de Seddouk et Périphérie, Tibouamoucine, Ighil N'djiber, Sidi Mouffok, et Seddouk Ouadda ». Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.
- [15] **FOUGHALIA Ilyas et KAHLA Moustafa.** Étude du reseau d'Aep des villages Ain beida heriche, Sedari et Sebikhia, wilaya de Mila
- [16] **GOMELLA, C. et GUERREE, H.** La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, paris ,1977.

Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations

	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (k_{max h})											
Heure	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0-1	3,5	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,85	1,00	1,20
3-4	3,4	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4-5	3,4	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5-6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6-7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7-8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8-9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9-10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10-11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11-12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12-13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13-14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14-15	4,6	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15-16	4,6	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16-17	4,6	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17-18	4,3	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18-19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19-20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20-21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21-22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22-23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23-24	3,80	3,7	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

Annexe (2) : nombre de tours pour ouverture de la vanne en fonction du diamètre

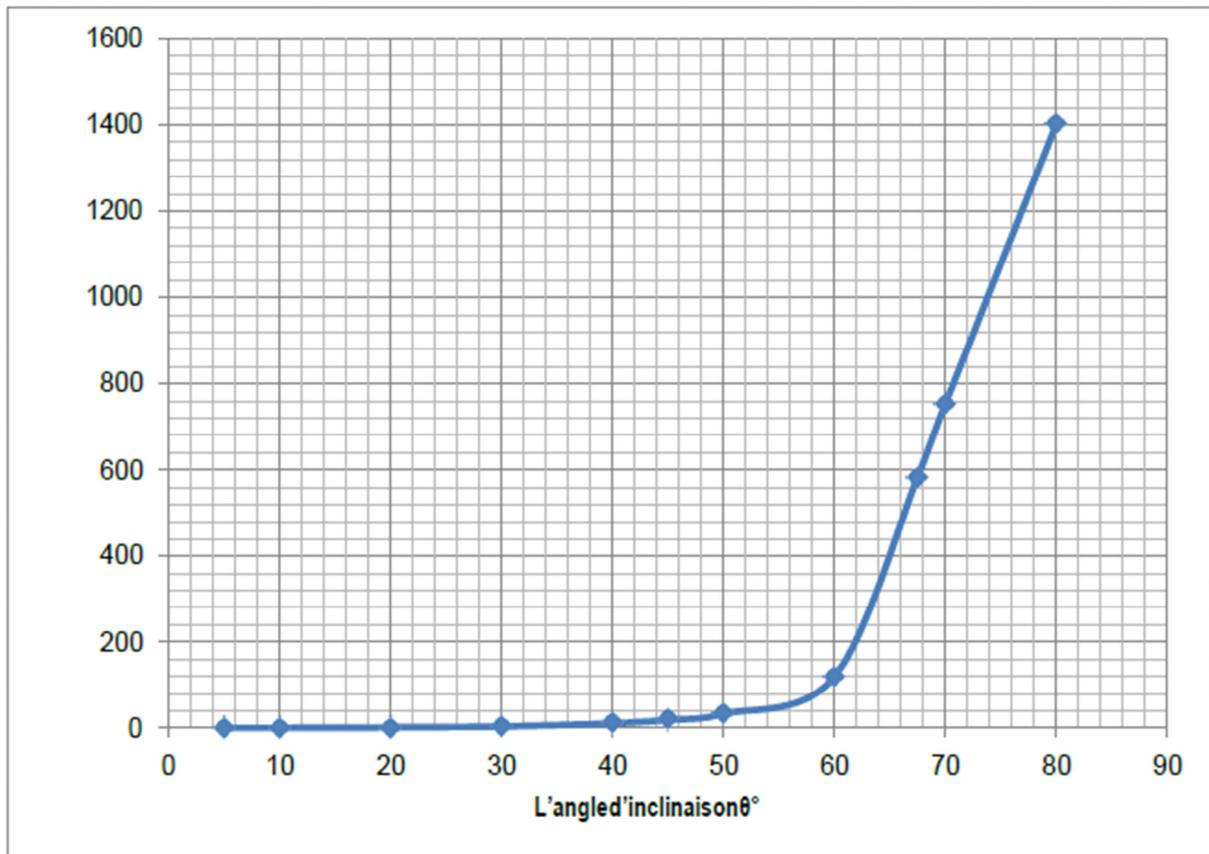
DN (mm)	40	50	65	80	90	125	160	200	250
Nombre de tours d'ouverture de la vanne	<i>12.5</i>	<i>12.5</i>	<i>13</i>	<i>17</i>	<i>21</i>	<i>25</i>	<i>30</i>	<i>33</i>	<i>41.5</i>

Annexe (3) : Diamètres extérieurs et intérieurs des conduites en PEHD

Dext	Dint PN6	Dint PN10	Dint PN16	Dint PN20
20	16	16	15.4	
25	21	21	19	
32	28	27.2	24.8	
40	36	34	31	
50	45.2	44	38.8	
63	57	55.4	48.8	
75	67.8	63.8	58.2	
90	83	79.2	73.6	69.8
110	101.6	96.8	90	85.4
125	115.4	110.2	102.2	97
160	147.6	141	130.8	124.2
200	184.6	176.2	163.6	155.2
250	230.8	220.4	204.6	194.2
315	290.8	277.6	257.8	244.6
400	369.4	352.6	327.4	310.6
500	461.8	440.6	409.2	388.4
630	581.8	555.2	515.6	

Annexe (4) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

L'angle d'inclinaison θ°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.52	1.45	3.91	10.8	18.7	18.7	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Annexe (5) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR05

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
150 9001**PM 125/3 E****Caractéristiques requises**

Débit	49,7 l/s
Hauteur de refoulement	206 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	49,8 l/s
Hauteur de refoulement	206 m
Puissance absorbée	146 kW
Rendement	71,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	236 m
Orif. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

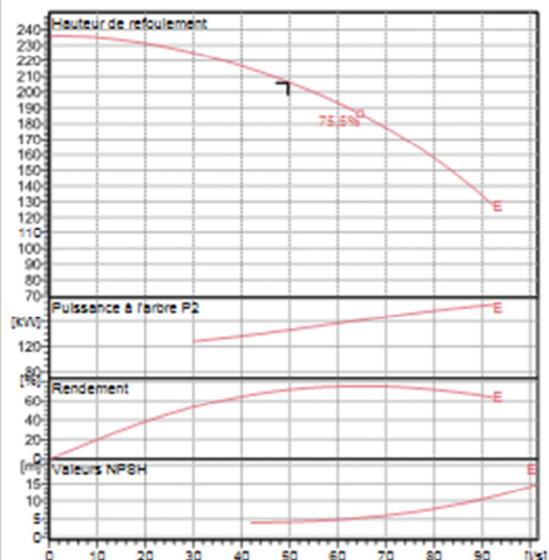
Démarrages / h max.	5
Température max. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1770 kg
-------	---------

Matériaux

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

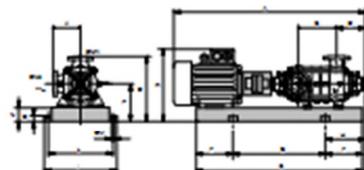
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q (l/s)	H (m)	P (kW)	Rend. (%)	NPSH (m)

Dimensions mm

A = 2480
B = 1880
C = 345
D = 337
DNa = 150
DNm = 125
E = 181
F = 300
G = 1280
H = 481
I = 760
L = 710
M = 22
N = 160
O = 60
P = 475
Q = 795
R = 582
V = 320



Remerciements

*Liste des
Figures et des
tableaux*

Dédicaces

Chapitre VI :
Distribution

Conclusion
Générale

Annexes

Chapitre V :
Coup de bélier

Sommaire

***Introduction
générale***

Chapitre II :
Réservoirs et
stations de
reprise

Chapitre III :
Adduction

Chapitre IV :
Pompes

Chapitre I :
Présentation du
site et Estimation
des besoins

الملخص

تناولنا في هذه الأطروحة التصميم العام لنظام تزويد مياه الشرب لثلاث قرى بوملال وتيخونة وتكورابت الواقعة في بلدية الشميني (ولاية بجاية). تتكون شبكة تزويد مياه الشرب في منطقة الدراسة من أنبوب إمداد بالجاببية من نوع PEHD PN16 بطول 854 م وقطر 160 مم، ومحطة استعادة المياه بسعة 500 م³ مزودة بمضختين، و خزان (تاكورابت) بسعة إجمالية 400 م³، وتقع على ارتفاع 724.4 م. شبكة التوزيع من النوع المتفرّع ، و أنابيبها من النوع PEHD PN16. من الضروري تركيب تسعة (09) مخفضات ضغط من أجل تقليل القيم العالية للضغط في الشبكة المعنية.

الكلمات المفتاحية: تزويد مياه الشرب، الخزان، الإمداد، المضخات، المطرقة المائية، التوزيع.

RESUME

Dans ce mémoire de fin d'études, nous avons traité la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable des trois villages Boumellal, Tihouna et Takorabt, situés dans la commune de Chemini (Wilaya de Bejaia). Le réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude comporte une conduite d'adduction gravitaire en PEHD PN16 ayant une longueur de 854 m avec un diamètre nominal 160 mm, une station de reprise d'une capacité de 500 m³ équipée de deux pompes, un réservoir (Takorabt) d'une capacité totale de 400 m³, situé à une altitude de 724.4 m. Le réseau de distribution est de type ramifié dont les conduites sont en PEHD PN16. L'installation de neuf (09) réducteurs de pression est nécessaire afin de réduire les valeurs élevées des pressions dans le réseau en question.

Mots clés : Alimentation en eau potable, Réservoir, Adduction, Pompes, Coup de bélier, Distribution.

ABSTRACT

In this dissertation, we have dealt with the general design of a drinking water supply system for the three villages Boumellal, Tihouna and Takorabt, located in the Chemini municipality (Wilaya of Bejaia). The drinking water supply network of the study area includes a gravity feed pipe in PEHD PN16 with a length of 854 m with an nominal diameter of 160 mm, a recovery station with a capacity of 500 m³ equipped with two pumps, a reservoir (Takorabt) with a total capacity of 400 m³, located at an altitude of 724.4 m. The distribution network is of branched type with PEHD PN16 pipes. The installation of nine (09) pressure reducers is necessary to reduce the high pressure values in the network in question.

Keywords: Drinking water supply, Reservoir, Adduction, Pumps, Water hammer, Distribution.