



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

REMINI Hayat

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

Option : Hydraulique Urbaine

INTITULE :

RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES COMMUNES DE LA DAIRA DE CHEMINI (BEJAIA)

Soutenu le **17/09/2015** devant le jury composé de :

- Président : Mr BEDJOU.A-H
- Promoteur (s) : Mr MERAH.F
- Examineur (s) : Mr IKNI.T



Remerciement

Il m'est très agréable d'ouvrir ce mémoire en remerciant toutes les personnes qui m'ont apporté leurs soutiens pour l'élaboration de ce travail, en particulier :

Mon promoteur **Mr F .Merah** pour ces conseils judicieux, ces orientations précieuses, sa patience dans le suivi et la promotion de ce modeste travail.

Je tiens à remercier les membres de la subdivision d'hydraulique de Chemini, dont je remercie M^{elle} **Fouria** d'avoir été disponible pour les difficultés rencontrées ainsi que son encouragement dans le travail et surtout les moments d'écoutes et besoins.

Mes enseignants du département hydraulique, pour leurs services et conseils dans l'objectif de réussir notre travail.

Je remercie aussi les membres de jury, qui me font l'honneur de juger ce modeste travail.

REMINI Hayet



Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

■ Mes chers et tendres parents qui m'ont tout donné, encouragements, soutiens et surtout amour. Que dieu le tout puissant les protègent.

■ Mon frère adoré Idris

■ Ma cher sœur Lamia

Je le dédie également à

■ Mon grand père, ma grande mère, ma tante Tayakoute et mon oncle BOB .

■ A toute mes cousines et cousins: Nassima, Nadia, Melissa, Samira le petit Rayane, la petite ange Ambre que j'adore

■ A mes chers amies : Amina, Soraia, Wissam, Tinhinane, Vidrina, Naoual, Lamia, Warda, Tinhinane et Sabrina.

■ A toute la promo Hydraulique (2014/2015), en particulier Akram Adnane

REMINI Hayet

SOMMAIRE

Sommaire

Introduction générale.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre I : Présentation de site d'étude	Erreur ! Signet non défini.
I.1-Situation géographique.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2-Situation topographique	Erreur ! Signet non défini.
I.3-Population actuelle	Erreur ! Signet non défini.
I.4-Situation climatique.....	Erreur ! Signet non défini.
I.5- Pluviométrie	Erreur ! Signet non défini.
I.6- Situation hydraulique existante	Erreur ! Signet non défini.
I.6.1-Ressources en eau existantes	Erreur ! Signet non défini.
I.6.2-Capacité des ressources	Erreur ! Signet non défini.
I.6.3-Capacité de stockage disponible	6
I.7- Description des systèmes d'alimentation en eau existants	7
I.7.1-Communes de Chemini et Souk Oufella	Erreur ! Signet non défini.
I.7.2-Communes d'Akfadou et Tibane.....	8
I.8-Conclusion	8
Chapitre II : Estimation des besoins	Erreur ! Signet non défini.
II.1-Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2-Estimation de la population a l'horizon d'étude ...	Erreur ! Signet non défini.
II.3-Demande en eau	Erreur ! Signet non défini.
II.4-Détermination de la consommation moyenne journalière	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1-Choix des normes de consommation	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.1- Choix de la norme de consommation domestique	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.2-Les normes de consommation pour les différentes utilisations	Erreur ! Signet non défini.
II.5- La consommation moyenne journalière pour les différents besoins	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1-Besoins domestiques	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2- besoins scolaires.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.3- Besoins socioculturels.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.4- Besoins administratifs	Erreur ! Signet non défini.

II.5.5- Besoins sanitaires	Erreur ! Signet non défini.
II.5.6- Besoins cheptels	Erreur ! Signet non défini.
II.6-Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l’horizon 2040	Erreur ! Signet non défini.
II.7-Majoration de la consommation moyenne journalière	Erreur ! Signet non défini.
II.8-Variation de la consommation journalière	Erreur ! Signet non défini.
II.8.1- La consommation maximale journalière et minimale journalière ..	Erreur ! Signet non défini.
II.9-Variation de la consommation horaire	Erreur ! Signet non défini.
II.10-Calcul du déficit.....	Erreur ! Signet non défini.
II.11-Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre III : Réservoirs et station de reprise.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1-Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.2-Classification des réservoirs	Erreur ! Signet non défini.
III.3-Choix des réservoirs	Erreur ! Signet non défini.
III.4-Les équipements des réservoirs	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1-Conduites d’adduction	Erreur ! Signet non défini.
III.4.2-Conduite de distribution.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.3-Conduite de trop plein.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.4-Conduite de vidange.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.5-Conduite de by-pass	Erreur ! Signet non défini.
III.4.6-Matérialisation de la réserve d’incendie	Erreur ! Signet non défini.
III.5-Capacité des réservoirs	Erreur ! Signet non défini.
III.5.1-Le volume total du réservoir	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2-Détermination de la valeur de P	Erreur ! Signet non défini.
III.5.3-Dimensionnement des réservoirs projetés.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6-Dimensionnement des stations de reprise	Erreur ! Signet non défini.
III.7-Détermination des capacités des réservoirs.....	Erreur ! Signet non défini.
III.7.1-Dimensionnement de la station de reprise SR1	Erreur ! Signet non défini.
III.7.2-Dimensionnement du réservoir R1, Takrietz	Erreur ! Signet non défini.4
III.7.3-Dimensionnement du réservoir R2, Ath Touazi	Erreur ! Signet non défini.
III.7.4-Dimensionnement du réservoir R3, Tilouakadi	Erreur ! Signet non défini.7
III.7.5-Dimensionnement du réservoir R4, Aourir.....	Erreur ! Signet non défini.
III.7.6-Dimensionnement du réservoir R5, Ait soula.....	Erreur ! Signet non défini.0
III.7.7-Dimensionnement du réservoir R6, Semaoune.....	Erreur ! Signet non défini.

III.7.8-Dimensionnement du réservoir R7, Tibane	Erreur ! Signet non défini.3
III.7.9-Dimensionnement du réservoir R8, Akfadou	Erreur ! Signet non défini.
III.7.10-Dimensionnement de la station de reprise SR2	Erreur ! Signet non défini.6
III.7.11-Dimensionnement de la station de reprise SR3	Erreur ! Signet non défini.
III.7.12-Dimensionnement de la station de reprise SR4	Erreur ! Signet non défini.
III.7.13-Dimensionnement de la station de reprise SR5	Erreur ! Signet non défini.
III.7.14-Dimensionnement de la station de reprise SR6	Erreur ! Signet non défini.
III.7.15-Dimensionnement du réservoir final R9	Erreur ! Signet non défini.
III.8-Tableau récapitulatif	Erreur ! Signet non défini.
III.9-Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre IV : Adduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.1-Introduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.2-Choix du tracé	Erreur ! Signet non défini.
IV.3-Choix de types de conduites.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4-Etude technico-économique de l'adduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.2-Calcul des pertes de charge.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3-Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.4-Puissance absorbée par la pompe.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.5-Energie consommée par la pompe	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.6-Frais d'exploitation	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.7-Frais d'amortissement.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.8-Calcul du bilan	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.9-Prix des conduites	Erreur ! Signet non défini.
IV.5-Equipement de l'adduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1-Vannes papillon	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.2-Vanne stop	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.3-Vanne de régulation de débit	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.4-Vanne opercule :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.5-Robinet à flotteur	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.6-Clapets de retenue.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.7-Robinet Vidanges.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.8-Les crépines	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.9-Purgeurs – Ventouses	Erreur ! Signet non défini.
IV.6-Calcul des conduites gravitaire	Erreur ! Signet non défini.

IV.7-Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1-Adduction gravitaire	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.2-Calcul de l'angle de fermeture des vannes	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.3-Adduction par refoulement	Erreur ! Signet non défini.4
IV.8-Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons	Erreur ! Signet non défini.
IV.9-Conclusion	73
Chapitre V : Les pompes	74
V.1- Introduction.....	74
V.2-Choix de la pompe	74
V.3- Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	74
V.3.1-Vitesse de rotation.....	74
V.3.2-Le débit d'une pompe	74
V.3.3-La hauteur manométrique totale (HMT)	74
V.4-Les puissances utiles et absorbées	76
V.4.1-Puissance absorbée par la pompe	76
V.4.2-Puissance hydraulique (utile)	76
V.5-Le rendement de la pompe.....	76
V.6-Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	77
V.6.1-La courbe hauteur- débit	77
V.6.2-La courbe puissance- débit.....	77
V.6.3-La courbe rendement- débit	77
V.7-Point de fonctionnement de la pompe	77
V.7.1-Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	78
V.8-Etude de la cavitation.....	80
V.9-Choix du type des pompes pour les différentes stations de pompage	80
V.10- Vérification de la cavitation	81
V.11-Conclusion	81
Chapitre VI : Protection des conduites	82
VI.1-Introduction	82
VI.2-Vue d'ensemble sur le phénomène	82
VI.3-Causes du phénomène	82
VI.4-Analyse physique du phénomène	82
VI.5-Moyens de protection contre le régime transitoire.....	85

VI.5.1-Les volants d'inertie	86
VI.5.2-Les soupapes de décharge.....	87
VI.5.3-Soupapes d'admission et de purge d'air	87
VI.5.4-Les ventouses.....	87
VI.5.5-Réservoir d'air	88
VI.5.6-Cheminée d'équilibre.....	89
VI.6-Etude du coup de bélier	90
VI.7-Valeurs numériques du coup de bélier	93
VI.7.1- Calcul des valeurs du coup de bélier pour les conduites de refoulement	93
VI.8-Conclusion.....	93
CONCLUSION GENERALE.....	94

Liste des figures

<i>Figure (I.1): carte de situation géographique.....</i>	0 Erreur ! Signet non défini.
<i>Figure (III.1): Schéma général d'un réservoir semi enterré</i>	29
<i>Figure (III.1): Départ de conduite de distribution.....</i>	Erreur ! Signet non défini.1
<i>Figure (III.3) : Trop-plein et vidange</i>	Erreur ! Signet non défini.1
<i>Figure (III.4) : By-pass</i>	Erreur ! Signet non défini.1
<i>Figure (III.5) : Matérialisation d'une réserve d'incendi</i>	Erreur ! Signet non défini.1
<i>Figure (IV.1) : Vanne papillon automatisée</i>	59
<i>Figure (IV.2) : Vanne opercule</i>	60
<i>Figure (IV.3) : Ventouse automatique.....</i>	61
<i>Figure (IV.4) : Schéma d'adduction.....</i>	72
<i>Figure (V.1) : Schéma d'une pompe centrifuge.....</i>	75
<i>Figure (V.2) : Schéma d'un dispositif de pompage.....</i>	77
<i>Figure (VI.1) : Contraction de la conduite (phase 1 du phénomène)</i>	83
<i>Figure (VI.2) : Ecoulement en sens inverse (phase 2 du phénomène).....</i>	84
<i>Figure (VI.3) : Distension de la conduite (phase 3 du phénomène)</i>	84
<i>Figure (VI.4) : Retour aux conditions initiales, (phase 4 du phénomène).....</i>	85
<i>Figure (VI.5): Volant d'inertie.....</i>	86
<i>Figure (VI.6): Soupape de décharge</i>	87
<i>Figure (VI.7): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air</i>	89
<i>Figure (VI.8): Cheminée d'équilibre.....</i>	90
<i>Figure (VI.9) : Les valeurs de la surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement</i>	92

Liste des tableaux

<i>Tableau (I.1) : l'évaluation de la population des 04 commune de la दौर de Chemini.....</i>	3
<i>Tableau (I.2) : les ressources (forages) qui alimentent la zone d'étude</i>	5
<i>Tableau (I.3) : les ressources (les eaux de sources de montagne) qui alimentent la zone d'étude.....</i>	6
<i>Tableau (I.4) : les ouvrages de stockage existants à Chemini</i>	6
<i>Tableau (I.5) : Les ouvrages de stockage existants à Souk Oufella</i>	6
<i>Tableau (I.6) : les ouvrages de stockage existants à Tibane.....</i>	7
<i>Tableau (I.7) : les ouvrages de stockage existants à Akafedou.....</i>	7
<i>Tableau (II .1) : Répartition de la population pour l'année 2008 pour la commune de Chemini et Tibane</i>	10
<i>Tableau (II .2) : Répartition de la population pour l'année 2008 pour la commune de Souk-Oufella et Akfadou</i>	11
<i>Tableau (II .3) : Evaluation de la population aux différents horizons pour la commune de Chemini</i>	12
<i>Tableau (II .4) : Evaluation de la population aux différents horizons pour les communes de Tibane, Souk-Oufella et Akfadou</i>	13
<i>Tableau (II.5) : Norme de consommation pour les différentes utilisations.....</i>	15
<i>Tableau (II.6) : Détermination des besoins domestiques pour la commune de Chemini.....</i>	16
<i>Tableau (II.7) : Détermination des besoins domestiques pour la commune de Tibane, Souk-Oufella et AKfadou.....</i>	17
<i>Tableau (II .8) : Détermination des besoins scolaires</i>	18
<i>Tableau (II.9) : Détermination des besoins socioculturels</i>	19
<i>Tableau (II.10) : Besoins administratifs.....</i>	20
<i>Tableau (II.11) : Détermination des besoins sanitaires.....</i>	20
<i>Tableau (II.12) : Détermination des besoins Cheptels.....</i>	21
<i>Tableau (II.13) : récapitulatif des différents besoins</i>	22
<i>Tableau (II.14) : répartition de la consommation moyenne journalière majorée</i>	23
<i>Tableau (II.15) : calcul de la consommation : moyenne, minimale et maximale</i>	25
<i>Tableau (II.16) : β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitants</i>	26
<i>Tableau (II.17): Détermination des valeurs des coefficients $K_{max.h}$</i>	26
<i>Tableau (II.18) : Détermination le déficit des 04 communes.....</i>	27
<i>Tableau(III.1) : dimensionnement de station de reprise SR1</i>	34
<i>Tableau(III.2) : dimensionnement du réservoir R1.....</i>	35
<i>Tableau(III.3) : dimensionnement du réservoir R2.....</i>	37
<i>Tableau(III.4) : dimensionnement du réservoir R3.....</i>	38
<i>Tableau(III.5) : dimensionnement du réservoir R4.....</i>	40
<i>Tableau(III.6) : dimensionnement du réservoir R5.....</i>	45
<i>Tableau(III.7) : dimensionnement du réservoir R6.....</i>	43
<i>Tableau(III.8) : dimensionnement du réservoir R7.....</i>	44
<i>Tableau(III.9) : dimensionnement du réservoir R8.....</i>	46
<i>Tableau(III.10) : dimensionnement de station de reprise SR2.....</i>	47
<i>Tableau(III.11) : dimensionnement de station de reprise SR3</i>	48
<i>Tableau(III.12) : dimensionnement de station de reprise SR5</i>	50
<i>Tableau(III.13) : dimensionnement de station de reprise SR6</i>	51

Tableau(III.14) : dimensionnement de station de reprise SR9	52
Tableau (IV.1) : Prix de revient des conduites PN10	58
Tableau (IV.2) : Prix de revient des conduites PN16 et PN20	59
Tableau (IV.3) : Calcul de ΔH de tronçon PK-SR1	62
Tableau (IV.4) : Calcul de ΔH de tronçon SR6-R4	62
Tableau (IV.5) : Calcul de ΔH de tronçon R9-R5	63
Tableau (IV.6) : Calcul de ΔH de tronçon R9-R6	63
Tableau (IV.7) : Calcul de ΔH de tronçon R9-R7	63
Tableau (IV.8) : Calcul de la ΔH de tronçon R9-R8	64
Tableau (IV.9) : Calcul de l'angle de fermeture des vannes pour chaque tronçon	64
Tableau (IV.10) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR1-SR2	65
Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR1-SR2	65
Tableau (IV.12) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR1-SR2	65
Tableau (IV.13) : Bilan générale du tronçon SR1-SR2	65
Tableau (IV.14) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR2-SR3	66
Tableau (IV.15) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR2-SR3	66
Tableau (IV.16) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR2-SR3	66
Tableau (IV.17) : Bilan générale du tronçon SR2-SR3	66
Tableau (IV.18) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR3-SR4	67
Tableau (IV.19) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR3-SR4	67
Tableau (IV.21) : Bilan générale du tronçon SR3-SR4	67
Tableau (IV.22) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR4-SR5	67
Tableau (IV.23) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR4-SR5	68
Tableau (IV.24) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR4-SR5	68
Tableau (IV.25) : Bilan générale du tronçon SR4-SR5	68
Tableau (IV.26) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR5-SR6	69
Tableau (IV.27) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR5-SR6	69
Tableau (IV.28) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR5-SR6	69
Tableau (IV.29) : Bilan générale du tronçon SR5-SR6	70
Tableau (IV.30) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR6-R9	70
Tableau (IV.31) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR6-R9	70
Tableau (IV.32) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR6-R9	70
Tableau (IV.33) : Bilan générale du tronçon SR6-R9	71
Tableau (IV.34) : Tableau récapitulatif des diamètres choisis	71
Tableau (V.1) : Caractéristiques des pompes choisies	81
Tableau (V.2) : Vérification de la cavitation	81
Tableau (VI.3): Valeurs numériques du coup de bélier des conduites par refoulement	93

Liste des symboles

- A** : Amortissement annuel (Annuité).
a : Célérité de l'onde (m/s).
B_L : Bilan en (DA).
B : Valeur du coup de bélier (m).
CTN : Côte Terrain Naturel en (m).
CTP : Côte Trop Plein en (m).
D : Diamètre du tuyau en (m).
D_N : Diamètre normalisé en (m).
d' : Diamètre de la veine contractée en (m).
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
e' : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).
e : Epaisseur de la conduite (mm).
g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .
H : Hauteur de réservoir d'air (m).
Ha : Hauteur d'aspiration en (m).
Hg : Hauteur géométrique en (m).
H_L : Pertes de charge linière.
Hmt : La hauteur manométrique totale en (m).
H_s : Pertes de charge singulière.
H_T : Pertes de charge totale
H₀ : Pression absolue de la conduite.
i : Taux d'annuité.
J : Pertes de charge par frottement en (m/ml).
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs.
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal.
K_{max,h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
K_{min,h} : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite en (m).
m : Coefficient de rognage.
N_i : Nombre de consommateurs.
N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 25$ ans).
(NPSH)_d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
(NPSH)_r : Charge nette minimale requise à l'aspiration.
P : Puissance de pompage en (KWh).
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
P₀ : Pression absolue.
P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).
Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .
Q_{max,h} : Débit entrant dans la station (m^3/h).

- $Q_{\max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
 $Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
 $Q_{\text{moyen journalier}}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .
 $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière en (m^3/j).
 q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons .
 Re : Nombre de Reynolds.
 r : Pourcentage de rognage.
 S : Section de la conduite (m^2).
 T : Temps mis par une onde, pour faire une aller retour dans la conduite.
 T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.
 T' : Nombre d'heures de pompage (h).
 t : Temps de service = 25 ans.
 U_0 : Volume d'air initial.
 V : Vitesse d'écoulement en m/s .
 V' : nouveau volume d'air.
 V_f : Vitesse finale choisie.
 V_{\max} : Volume maximal de stockage en (m^3).
 V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse choisie.
 V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m^3).
 V_{tot} = Volume total du réservoir en (m^3).
 Z : Pression dans le réservoir d'air.
 Z_0 : Pression absolue.
 α : Coefficient de vieillissement.
 α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
 β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
 ν : Viscosité cinématique de l'eau.
 ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).
 ρ : Masse volumique de l'eau.
 η : Rendement de la pompe en (%).
 δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
 λ : Coefficient de pertes de charge.

Introduction générale

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la qualité et quantité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie. Tant que l'humanité ne s'est pas sédentarisée, le problème de l'eau se limitait à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivière) cependant, avec l'apparition de collectivités de plus en plus importantes, la naissance des cités, l'urbanisation éloignait la population du milieu naturel et restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

Plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, parmi elles les communes de la daïra de Chemini, wilaya de Bejaia

Devant cette situation, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre travail qui vise à concevoir une étude de renforcement du réseau d'adduction des 04 communes de la daïra de CHEMINI wilaya de BEJAIA sur un horizon de 25 ans.

Malgré l'importance de la nappe existante (cinq forages) au niveau de la nappe alluviale d'oued Soummam, la zone d'étude souffre toujours du problème de pénurie en eau potable.

Le problème de manque d'eau potable est dû essentiellement au:

- Volume d'eau qui arrive aux consommateurs est très loin du volume réel existant, à cause des pertes de charges énorme et le manque d'entretien au niveau des stations de pompage qui sont souvent en panne.
- La vétusté et la corrosion avancée de certains tronçons de conduites.

Pour cela, la Direction des ressources en eau Wilaya de Bejaia à engagé l'étude et la mise en place d'un piquage à de la conduite d'adduction d'eau du couloir Akbou-Bejaia.

L'objectif essentiel de notre travail portera donc sur le nouveau projet d'adduction de la daïra de CHEMINI après détermination des différents besoins en eau au niveau de ces différentes localités des 04 communes.

Cette étude portera sur le transfert des eaux à partir du piquage cité précédemment de CHEMINI, avec le dimensionnement des ouvrages nécessaires pour ce système d'adduction.

La réalisation de ce projet permettra de résoudre le problème d'A.E.P de la daïra de CHEMINI. Pour la conception de cette étude, nous avons opté au plan travail suivants :

- ✓ Dans un premier temps, chapitre I, nous allons présenter la daïra (situation géographique, topographique, climat,...)
 - ✓ Dans le deuxième chapitre, nous présentons les besoins en eau de l'agglomération (les besoins : domestique, scolaire, socioculturelles, ...)
 - ✓ Le chapitre III, sera réservé à l'étude des réservoirs et les stations de reprises, leurs emplacements, leurs rôles et la détermination de leurs capacités.
 - ✓ Nous aborderons dans le chapitre IV, l'adduction de notre réseau d'étude.
 - ✓ Le cinquième chapitre, sera consacré au choix des pompes à adopter pour les différentes stations de pompage.
 - ✓ On verra dans le sixième chapitre portera l'étude de :
 - la protection des conduites contre le coup de bélier .
- l'étude sera terminée par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de site d'étude

I.1-Situation géographique [2]

La daïra de CHEMINI se situe à une soixantaine de kilomètres au nord ouest du chef lieu de la wilaya de Bejaia, CHEMINI compte en tout 04 communes : Akfadou, Tibane, Souk Oufella et Chemini. (Voir la figure (I.1)).

La région d'étude est délimitée :

- au Nord par la commune d'Adekar ;
- au sud par la commune d'ouzellaguen et seddouk ;
- à l'Est par les communes de Sidi Aich ;
- à l'Ouest par la commune Bouzguen wilaya de Tizi-ouzou.

I.2- Situation topographique

La région repose sur un relief très accidenté, difficile d'accès où les altitudes sont importantes, partout les pentes sont fortes (plus de 30%), à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes.

I.3 –Population actuelle

La population de la daïra de CHEMINI s'élève à 37 933 habitants au RGPH 2008, avec un taux d'accroissement de 1,65 %. La daïra de Chemini s'étend sur une superficie de 100 km².

Tableau (I.1) : l'évaluation de la population des 04 communes de la daïra de Chemini.

Commune	nombre du villages	Nombre d'habitants	Superficie (km ²)	Densité (hab/Km ²)
Chemini	23	15 943	39,04	391
Tibane	09	5 086	5,40	937
Akfadou	15	7 641	13,82	646
Souk Oufella	11	9 263	42,01	175
Total	58	37 933	100	366

Source : (RGPH 2008)

I.4–Situation climatique

La région bénéficie d'un climat méditerranéen, froid et humide en hiver, chaud et sec en été.

Les températures oscillent entre 6,4 °C en hiver et 30 °C en été.

- La température moyenne du semestre froid est de 14 °
- La température moyenne du semestre chaud est de 22°
- En janvier, elle varie en moyenne de 7° à 15°
- En Juillet, elle varie de 20° à 31°

Les vents du nord et du Nord-Ouest soufflent généralement de fin de septembre à mai,

amènent les pluies d'hiver. Les vents du sud et du Sud-Est apportent avec eux, dans les régions qu'ils traversent, une chaleur desséchante et exténuante.

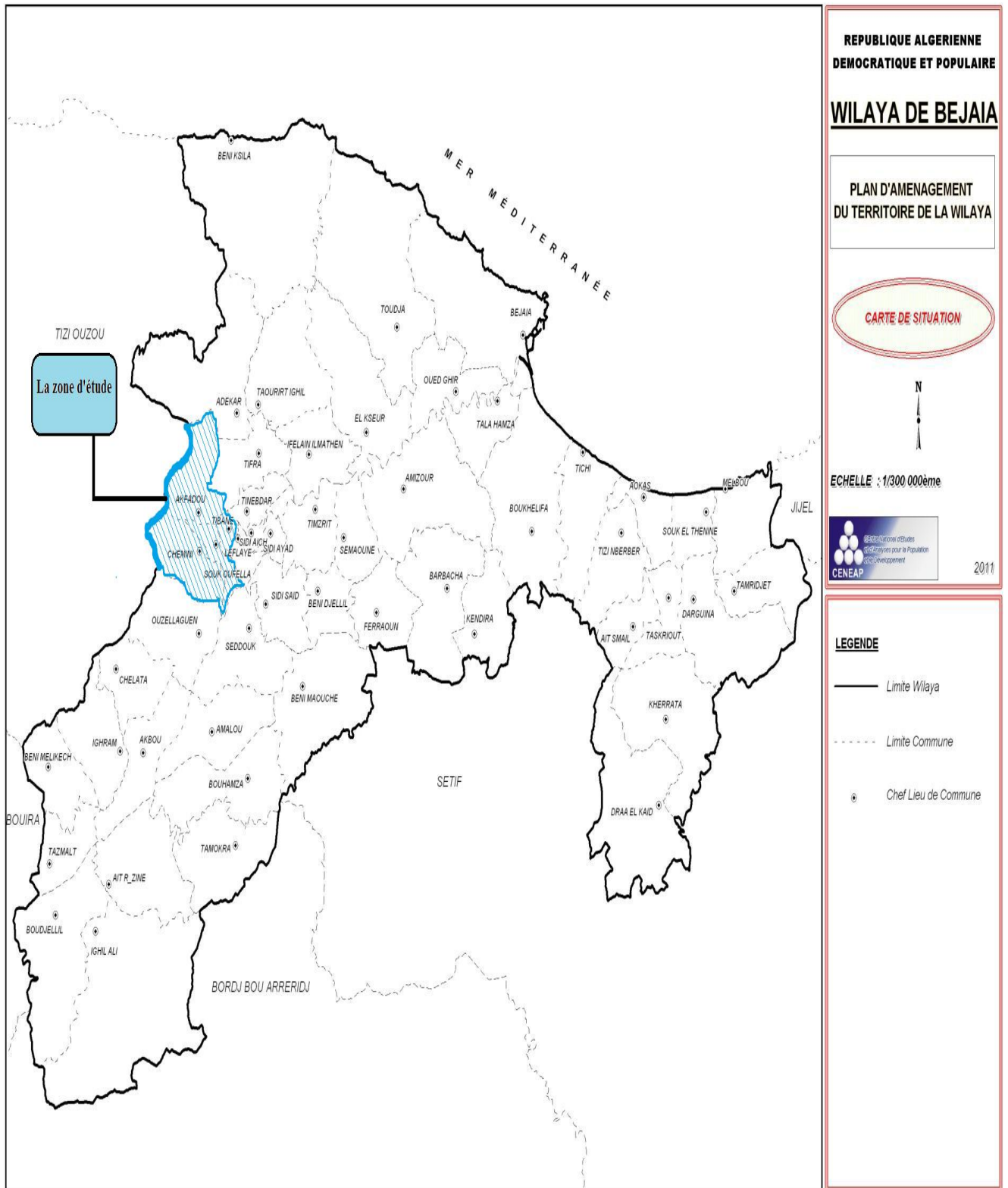


Figure (I.1) : carte de situation géographique

I.5- Pluviométrie

Les pluies dans la région sont connues pour leur intensité et leur brutalité dans la période hivernale, et pratiquement leurs absences dans la période estivale, en somme les précipitations sont réparties d'une façon irrégulière au cours de l'année, la neige occupe les altitudes les plus élevées de la haute montagne.

La topographie des bassins versant, de la région dote celle-ci en ruisseaux et oueds qui recueillent les eaux de ruissellement en millions m³ et les drainent vers le Oud Soummam, les oueds les plus en vue sont :

- Oued Soummam (Souk Oufella, Chemini)
- Oued R'mila (Akafadou)
- Ighzer Amokrane(Semaoune de Chemini)
- Ighzer Tksirin(Akafadou).

I.6- Situation hydraulique existante

I.6.1- Ressources en eau existantes

La consommation en eau dans la région est essentiellement une consommation domestique et semi industrielle.

Le patrimoine hydrique exploité à Chemini est essentiellement composé des eaux de sources de montagne et des eaux de la nappe d'Oued Soummam (forages).

I.6.2-Capacité des ressources

La situation actuelle, au niveau de la daïra de CHEMINI, se présente comme suit:

Les infrastructures hydrauliques du système d'alimentation sont :

Tableau (I.2) : les ressources (forages) qui alimentent la zone d'étude

Commune	Forages exploités		
	Nombre	Localité	Débits (l/s)
Chemini	1	Aftis (Z1b)	17,5
Souk-oufella	3	02 Aghemouz (C5 et B5-bis)	14
		01 Takrietz (B2bis)	06
Tibane	1	Tibane	5,2
Akfadou	0	/	0
Total	5	/	42,7

Source : subdivision d'hydraulique

Tableau (I.3) : les ressources (les eaux de sources de montagne) qui alimentent la zone d'étude

Commune	Nom	Localité	Volume produit (m ³ /an) en 2009
Chemini	52 sources (sources Laazib Athsalah Samda, Semaoune)	Col d'Akfadou	169 913
Akfadou	Lanasser(Imaghdacen)	Lanasser	567 648
	Ait Allouane	Alma et Achehour Nezla	54 750
	Ait Amara	/	25 550
	Mezoiara	Tibhirine	67 700
	Sous total		
Total			885 561

I.6.3-Capacité de stockage disponible [7]

L'ensemble des 04 communes possèdent une capacité totale de stockage de **9 000 m³** réparties presque à égalité entre les communes de la daïra.

Tableau (I.4) : les ouvrages de stockage existants à Chemini

Localisation	Capacité (m ³)	observation
Ait soula	400+150	Stockage
Larbaa	2*200	Stockage et station de pompage
Elkentara	150	Stockage et station de pompage
Taghrast	200	Stockage et station de pompage
Tidjounane	2*150	Station de pompage
Takorabt	50	Stockage
Tizza	200	Stockage
Iguer Mokrane	50	Stockage
Semaoune	50+100	Stockage et station de pompage
Sidi yahia	50	Stockage
Total	2100	

Tableau (I.5) : Les ouvrages de stockage existants à Souk Oufella

Localisation	Capacité (m ³)	observation
Berkouk	50	Station de pompage
Ait toauti	150	Stockage
Zontar	50	Station de pompage
Talouakadi	300	Stockage
Aourir	2*100+50	Stockage et Station de pompage
Iyaten	300	Stockage et station de pompage
Takarietz	150+200	Stockage
Total	1450	

Tableau (I.6) : les ouvrages de stockage existants à Tibane

localisation	Capacité (m ³)	Observation
Tibane	500+50	Stockage et station de pompage
	200	Stockage
	300	
	150	
	150+50	Stockage et station de pompage
Tizi Laraif	200	Stockage
	100	
Taourirt	350	Stockage
	200	
	100	
Mezgoug	200+50	Stockage et station de pompage
Total	2600	

Tableau (I.7) : les ouvrages de stockage existants à Akfadou

Localisation	Capacité (m ³)	Observation
Ait Allouane	100	Stockage
Mezoura	2*100	
Tagroudja	100	
Ilbathen	100	
Imagdacenz	150,100 et 500	
Taourirt	2*100	
Ait Saada	100	
Aourir	100	
Ifrane	50	
Ferhoun	100	
Tizemourine	100	
Ait Amara	100 et 50	
Zioui	2*100	
Tiniri	100 et 300	
Rezag	2*100	
Total	2 850	

I.7- Description des systèmes d'alimentation en eau existants [7]

La région reçoit d'assez importantes quantités de pluie mais n'en capte qu'une partie et indirectement par creusement de pluies et captages de sources. La population d'Akfadou comble la totalité de leurs besoins de la sorte, les trois autres communes recourent plutôt aux forages.

Chaque agglomération a son propre réseau de distribution qui est indépendant des autres. La distribution se fait gravitairement à partir des réservoirs et tout le réseau de CHEMINI est ramifié.

I.7.1-Communes de Chemini et Souk Oufella

Les communes de Chemini et Souk-Oufella et ses environs trouvent leurs sources d'alimentation en eau potable au niveau du champ captant situé à Takrietz et à Chemini, à travers (04) forages **C5, B5-bis, B2bis** et **Z1b**, implantés aux abords de l'Oued Soummam, l'alimentation des communes Chemini et Souk Oufella se fait à travers trois chaînes, le réseau d'adduction existant des deux communes (Souk-oufella et Chemini) est représenté dans l'annexe 05.

I.7.2-Communes d'Akfadou et Tibane

La commune de Tibane trouve sa source d'alimentation en eau potable au niveau du champ captant situé à Tibane, à travers d'un forage de capacité **5,2 l/s** implanté aux bords de l'Oued Soummam, par contre la commune d'Akfadou est alimentée par l'eau de la source de montagne.

I.8-Conclusion

D'après l'analyse des données d'A.E.P, la région Chemini est caractérisée par des insuffisances de la quantité d'eau et le réseau de distribution ne peut assurer sa fonction convenablement.

Cette situation revient au manque des ressources, dans la région ou bien à l'épuisement des ressources existantes, les ressources hydriques au niveau de la zone de montagne deviennent de plus en plus insuffisantes, surtout en période estivale, ce qui conduit les autorités à chercher d'autres ressources (barrage), et ce qui l'objet de mon étude sur le renforcement d'AEP des 04 communes de la daïra de Chemini à partir du piquage de la conduite du couloir Akbou-Bejaia.

Chapitre II : Estimation des besoins

II.1-Introduction

La consommation d'eau variée en fonction des types de consommateurs, donc avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire d'évaluer toutes les catégories de consommateurs au niveau de la zone d'étude.

Notre travail consiste à dimensionner une chaîne d'adduction et des réservoirs qui répondent aux besoins actuels et a l'horizon 2040 de la population de notre site de l'étude.

II.2-Estimation de la population a l'horizon d'étude

Pour estimer la population a l'horizon 2040, on utilise la formule suivante :

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

Avec :

P_n : est la population à l'horizon 2040.

P_0 : Population actuelle.

τ : Taux d'accroissement de la population en %, en considérant le taux d'accroissement de la population de l'ordre de 1,65%. (source : subdivision d'hydraulique).

n : Nombre d'années séparant les deux horizons .

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population dans les quatre commune de la daïra de CHEMINI s'élève à $P=37\ 933$ habitants (d'après RGPH 2008).

L'évolution de la population est récapitulée dans le tableau (II.1) comme suite :

Tableau (II .1) : Répartition de la population pour l'année 2008 pour la commune de Souk-Oufella et Akfadou

Commune	Zone	Village	Nombre d'habitants
Souk Oufella	Zone 01	Takrietz	2 671
	Zone 02	Ath Touazi	482
	Zone 03	Tilioacadi	1 914
	Zone 04	Iabdounane	322
		Ayetn	1 522
		Zountar	617
		Berkouk	364
		Badjou	244
		Taourirt	527
		Tasgua+chef lieu	120
		Aourir	480
		Sous total	9 263
Akkfadou	Zone 08	Ait allouane	714
		Ait amara	407
		Tagroudja	193
		Rezag	250
		Tapount	356
		Mezouara	453
		Taourirt	520
		Tizamourine	382
		Baten	353
		Tiniri	201
		Ait saada	271
		Imaghdacene	1404
		Zioui	608
		Ferhoune	320
		Aourir	1 209
	Sous total	7 641	

Tableau (II .2) : Répartition de la population pour l'année 2008 pour la commune de Chemini et Tibane

Commune	Zone	Village	Nombre d'habitants
Chemini	Zone 05	Agueni	431
		CHEMINI	852
		Ait Soula	1 134
		Ait Zadi	153
		Boumellal	1 645
		Djenane	1 061
		Imaalouene	1 001
		Larbaa	421
		Louta	1 049
		Taguemont	185
		Takorabt	169
		Tazrout	312
		Tighilt	324
		Tihouna	337
		Tissira	440
		Sidi Yahia	481
		Taghrast	1 112
	Tijdounane	1 652	
	Sous total	12 759	
	Zone 06	Ait Ouragh	418
El Maten		311	
Semaoune		769	
Sidi-Hadj-Hassaine		867	
Takhlicht		819	
Sous total	3 184		
Tibane	Zone 07	Tibane	1 149
		Mezgoug	1 052
		Tizi laraif	590
		Takrabt	275
		Ait Oublaid	399
		Ait Chetla	335
		Taourirt	611
		Tighilt	405
		Maxene	270
		Sous total	5 086

Tableau (II .3) : Evaluation de la population aux différents horizons pour la commune de chemini

Zone	Nom du village	Population 2008	Population 2016	Population 2024	Population 2040
Zone 05	Agueni	431	491	560	728
	CHEMINI	852	971	1 107	1 438
	Ait Soula	1134	1 293	1 473	1 914
	Ait Zadi	153	174	199	258
	Boumellal	1645	1 875	2 137	2 777
	Djenane	1061	1 209	1 379	1 791
	Imaaliouene	1001	1 141	1 301	1 690
	Larbaa	421	480	547	711
	Louta	1049	1 196	1 363	1 771
	Taguemont	185	211	240	312
	Takorabt	169	193	219	285
	Tazrout	312	356	405	527
	Tighilt	324	369	421	547
	Tihouna	337	384	438	569
	Tissira	440	502	572	743
	Sidi Yahia	481	548	625	812
	Taghrast	1112	1 268	1 445	1 877
	Tijdounane	1652	1883	2 146	2 789
	Sous total	12 759	14 544	16 577	21 539
Zone 06	Ait Ouragh	418	476	543	706
	El Maten	311	354	404	525
	Semaoune	769	877	999	1 298
	Sidi-Hadj-Hassaine	867	988	1 127	1 464
	Takhlicht	819	934	1 064	1 383
	Sous total	3 184	3 629	4137	5 376
	Total	15 943	18 173	20 714	26 915

Tableau (II .4) : Evaluation de la population aux différents horizons pour les communes de Tibane, souk Oufella et Akfadou

Zone	Nom du village	Population 2008	Population 2016	Population 2024	Population 2040
Zone 07	Tibane	1149	1 310	1 493	1 940
	Mezgoug	1052	1 199	1 367	1 776
	Tizi laraif	590	672	767	996
	Takrabt	275	313	357	464
	Ait Oublaïd	399	455	518	6 74
	Ait Chetla	335	382	435	5 66
	Taourirt	611	696	794	1 032
	Tighilt	405	462	526	684
	Maxene	270	308	351	456
	Sous total	5086	5 797	6 608	7 348
Zone 01	Takrietz	2671	3 045	3 470	4 509
Zone 02	Ath Touazi	482	549	626	814
Zone 03	Tilioacadi	1 914	2 182	2 487	3 231
Zone 04	Iabdounane	322	367	418	544
	Ayeten	1522	1 735	1 978	2 569
	Zountar	617	703	802	1 042
	Berkouk	364	415	473	615
	Badjou	244	278	317	412
	Taourirt	527	601	685	890
	Tasgua+chef lieu	120	137	156	203
	Aourir	480	547	624	810
	Sous total	4196	4 783	5 453	7 085
Zone 08	Ait allouane	714	814	928	1 205
	Ait amara	407	464	529	687
	Tagroudja	193	220	251	326
	Rezag	250	285	325	422
	Tapount	356	406	462	601
	Mezouara	453	516	588	765
	Taourirt	520	593	676	878
	Tizamourine	382	435	496	645
	Baten	353	402	459	596
	Tiniri	201	229	261	339
	Ait saada	271	309	352	458
	Imaghdacene	1404	1600	1 824	2 370
	Zioui	608	693	790	1 026
	Ferhoune	320	366	416	540
	Aourir	1209	1378	1 571	2 041
Sous total	7641	8 710	9 928	12 899	

II.3- Demande en eau

La demande en eau varie au cours de la journée et peut atteindre une valeur supérieure au double voir au triple de la moyenne journalière, cette variation n'a aucun effet sur les besoins d'évaluer en volume, bien qu'elle doive dicter les paramètres de dimensionnement des conduites du réseau de distribution et des ouvrages de stockage.

II.4-Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommation : domestiques, sanitaires, socioculturelles, scolaires, du cheptel...etc.

La consommation moyenne journalière est obtenue par la formule :

$$Q_{\text{moy } j} = q_i * N_i / 1000 \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy } j}$: consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3 / j) ;
- q_i : Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/usager) ;
- N_i : Nombre de consommateurs par catégorie.

II.4.1-Choix des normes de consommation [2]

II.4.1.1- Choix de la norme de consommation domestique

Puisque notre zone d'étude (Chemini, Tibane, akfadou, souk oufella), est une zone à caractère rural, la norme de consommation est fixée à 150 l/j/hab.

II.4.1.2-Les normes de consommation pour les différentes utilisations :

Tableau (II.5) : Norme de consommation pour les différentes utilisations

Equipements		Norme de consommation (l/j/unité)	unité
Scolaire	Primaire	15	Elèves
	C.E.M	15	Elèves
	Lycée	15	Elèves
	C.F.P.A	10	Elèves
Sanitaire		10	Surface(m ²)
Socioculturels	Mosquées	10	Effectif
	Salle de sport	20	Effectif
	Stade communal	20	
Administratif		10	Effectif
Cheptels	Bovin	60	Têtes
	Ovin	10	Têtes
	Caprin	10	Têtes

II.5- La consommation moyenne journalière pour les différents besoins [2]

II.5.1-Besoins domestiques

Les besoins en eau de la population des communes sont obtenus comme suite :

Le nombre d'habitant × les normes de consommation d'habitant (150 l/j/hab).

Tableau (II.6) : Détermination des besoins domestiques pour la commune de Chemini
(Dotation = 150 l/j/hab.)

Commune	Zone	Nom du village	Population 2040	Besoins (m ³ /j)
Chemini	Zone 05	Agueni	728	109,2
		CHEMINI	1 438	215,7
		Ait Soula	1 914	287,1
		Ait Zadi	258	387
		Boumellal	2 777	416,55
		Djenane	1 791	268,65
		Imaaliouene	1 690	253,5
		Larbaa	711	106,65
		Louta	1 771	265,65
		Taguemont	312	46,8
		Takorabt	285	42,75
		Tazrout	527	79,05
		Tighilt	547	82,05
		Tihouna	569	85,35
		Tissira	743	111,45
		Sidi Yahia	812	121,8
		Taghrast	1 877	281,55
		Tijdounane	2 789	418,35
		Sous total	21 539	3 579,15
	Zone 06	Ait Ouragh	706	105,9
		El Maten	525	78,75
		Semaoune	1 298	194,7
		Sidi-Hadj-Hassaine	1 464	219,6
		Takhlicht	1 383	207,45
		Sous total	5 376	806,4
		Total	26 915	4 385,55

Tableau (II.7) : Détermination des besoins domestiques pour la commune de Tibane, Souk Oufella et Akfadou

Commune	Zone	Nom du village	Population 2040	Besoin (m ³ /j)	
Tibane	Zone 07	Tibane	1 940	291	
		Mezgoug	1 776	266,4	
		Tizi Iaraif	996	149,4	
		Takrabt	464	69,6	
		Ait Oublaïd	674	101,1	
		Ait Chetla	566	84,9	
		Taurirt	1 032	154,8	
		Tighilt	684	102,6	
		Maxene	456	68,4	
				Sous total	8 588
Souk Oufella	Zone 01	takrietz	4 509	676,35	
	Zone 02	Ath Touazi	814	122,1	
	Zone 03	tilioacadi	3 231	484,65	
	Zone 04	Iabdounane	544	816	
		Ayetn	2 569	385,35	
		Zountar	1 042	156,3	
		Berkouk	615	92,25	
		Badjou	412	61,8	
		Taurirt	890	133,5	
		Tasgua+chef lieu	203	30,45	
		Aourir	810	121,5	
			Sous total	7 085	1 797,15
		Akkfadou	Zone 08	Ait allouane	1 205
	Ait amara			687	103,05
Tagroudja	326			48,9	
Rezag	422			63,3	
Tapount	601			90,15	
Mezouara	765			114,75	
Taurirt	878			131,7	
Tizamourine	645			96,75	
Baten	596			89,4	
Tiniri	339			50,85	
Ait saada	458			68,7	
Imaghdacene	2 370			355,5	
Zioui	1 026			153,9	
Ferhoune	540			81	
Aourir	2 041			306,15	
	Sous total			12 899	1 935

D'après les tableaux (II.12) et (II.13) les besoins domestiques total des 04 commune à l'horizon 2040 est de **106 88,85 m³/j**.

II.5.2- besoins scolaires

Tableau (II.8) : Besoins scolaires

Zone	Désignations	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Besoins (m ³ /j)
Zone 01	01 primaire	124	15	1,86
	01 CEM	280	15	4,2
	Sous total	404	-	6,06
Zone 02	01 primaire	120	15	1,8
Zone 03	01 primaire	128	15	1,92
Zone 04	02 primaires	247	15	3,705
	01 CEM	312	15	4,68
	Sous total	559	-	8,385
Zone 05	06 primaires	576	15	8,64
	02 C.E.M	728	15	10,92
	01 lycée	763	15	11,445
	Sous total	2 067	-	31,005
Zone 06	04 primaires	390	15	5,85
	01 C.E.M	363	15	5,445
	Sous total	753	-	11,295
Zone 07	03 primaires	356	15	5,34
	01 C.E.M	300	15	4,5
	Sous total	656	-	9,84
Zone 08	05 primaires	431	15	6,465
	01 C.E.M	424	15	6,36
	01 lycée	346	15	5,19
	Sous total	1 201	-	18,015
	Total	5 888	-	88,32

II.5.3- Besoins socioculturels

Tableau (II.9) : Détermination des besoins socioculturels

Zone	Désignations	Effectif	Dotation (l/j/cons)	Besoins (m ³ /j)
Zone 01	01 mosquée	60	10	0,6
Zone 02	01 mosquée	50	10	0,5
Zone 03	01 mosquée	55	10	0,55
Zone 04	01 maison de jeunes	40	20	0,8
	01 stade communal	50	20	1
	06 mosquées	335	10	3,35
	Sous total	425	-	5,15
Zone 05	01 maison de jeunes	50	20	1
	01 stade communal	50	20	1
	17 mosquées	830	10	8,3
	01 centre culturel	50	20	1
	01 bibliothèque	40	10	0,4
	Sous total	1 040	-	11,7
Zone 06	05 mosquées	270	10	2,7
Zone 07	01 maison de jeunes	30	20	0,6
	01 stade communal	30	20	0,6
	08 mosquées	779	10	7,79
	01 bibliothèque	20	10	0,2
	Sous total	859	-	9,19
Zone 08	01 maison de jeunes	50	20	1
	01 stade communal	30	20	0,6
	12 mosquées	600	10	6
	01 centre culturel	50	20	1
	Sous total	730		8,6
	Total	3 549	-	39,89

II.5.4- Besoins administratifs

Tableau (II.10) : Besoins administratifs

Zone	Désignations	Effectifs	Dotation (l/j/employé)	Besoins (m ³ /j)
Zone 01	01 bureau de poste	2	10	0,02
Zone 04	02 bureaux de poste	4	10	0,04
	01 siège APC	25	10	0,25
	Sous total	29	-	0,29
Zone 05	01 daïra	30	10	0,3
	01 Agence CNAS	10	10	0,1
	01 Recette	10	10	0,1
	01 siège APC	30	10	0,3
	01 bureaux de poste	2	10	0,02
	Sous total	82	-	0,82
Zone 06	01 bureaux de poste	2	10	0,02
Zone 07	01 siège APC	20	10	0,2
	01 bureau de poste	1	10	0,01
	Sous total	21	-	0,21
Zone 08	01 siège APC	25	10	0,25
	01 bureau de poste	2	10	0,02
	Sous total	27	-	0,27
	Total	163	-	1,63

II.5.5- Besoins sanitaires

Tableau (II.11) : Détermination des besoins sanitaires

Zone	Désignations	Effectifs	Dotation (l/j/cons.)	Besoins (m ³ /j)
Zone 01	01 salle de soins	20	10	0,2
Zone 03	01 salle de soins	20	10	0,2
Zone 04	01 salle de soins	20	10	0,2
Zone 05	02 salles de soins	40	10	0,4
	01 polyclinique	50	20	1
	Sous total	90	-	1,4
Zone 06	01 salle de soins	20	10	0,2
Zone 07	01 polyclinique	50	20	1
	02 salles de soins	20	10	0,2
	Sous total	70	-	1,2
Zone 08	01 polyclinique	40	20	0,8
	02 salles de soins	40	10	0,4
	Sous total	80	-	1,2
	total	320	-	4,6

II.5.6- Besoins cheptels

Tableau (II.12) : Détermination des besoins Cheptels

Zone	Nature	Nombre de tête	Besoins (m ³ /j)	Total
Zone 01	Ovins	180	1,8	6,65
	Bovins	80	4,8	
	Caprins	5	0,05	
Zone 02	Ovins	150	1,5	5,15
	Bovins	60	3,6	
	Caprins	5	0,05	
Zone 03	Ovins	200	2	6,28
	Bovins	70	4,2	
	Caprins	8	0,08	
Zone 04	Ovins	379	3,79	14,18
	Bovins	167	10,02	
	Caprins	37	0,37	
Zone 05	Ovins	1050	10,5	51,62
	Bovins	657	39,42	
	Caprins	170	1,7	
Zone 06	Ovins	527	5,27	17,59
	Bovins	186	11,16	
	Caprins	116	1,16	
Zone 07	Ovins	229	2,29	12,55
	Bovins	160	9,6	
	Caprins	66	0,66	
Zone 08	Ovins	439	4,39	52,08
	Bovins	768	46,08	
	Caprins	161	1,61	
	Total	5 870	166,1	

II.6-Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2040

Tableau (II.13) : récapitulatif des différents besoins

Zone	Secteur	Besoins (m ³ /j)
Zone 01	Domestique	676,35
	Scolaires	6,06
	Socioculturels	0,6
	Administratifs	0,02
	Sanitaires	0,2
	Cheptels	6,65
	Sous total	689,88
Zone 02	Domestique	122,1
	Scolaires	1,8
	Socioculturels	0,5
	Cheptels	5,15
	Sous total	129,55
Zone 03	Domestique	484,65
	Scolaires	1,92
	Socioculturels	0,55
	Sanitaires	0,2
	Cheptels	6,28
	Sous total	493,6
Zone 04	Domestique	1 797,15
	Scolaires	8,385
	Socioculturels	5,15
	Administratifs	0,29
	Sanitaires	0,2
	Cheptels	14,18
	Sous total	1 825,36
Zone 05	Domestique	3 579,15
	Scolaires	31,005
	Socioculturels	11,7
	Administratifs	0,82
	Sanitaires	1,4
	Cheptels	51,62
	Sous total	3 675,70
Zone 06	Domestique	806,4
	Scolaires	11,295
	Socioculturels	2,7
	Administratifs	0,21
	Sanitaires	0,2
	Cheptels	17,59
	Sous total	838,395

Zone 07	Domestique	1288,2
	Scolaires	9,84
	Socioculturels	9,19
	Administratifs	0,27
	Sanitaires	1,2
	Cheptels	12,55
	Sous total	1 321,25
Zone 08	Domestique	1935
	Scolaires	18,015
	Socioculturels	8,6
	Administratifs	1,63
	Sanitaires	1,2
	Cheptels	52,08
	Sous total	2 016,53
	Total	10 990,26

II.7-Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes, elles se produisent en grande partie le long des adductions sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à 30% environ de débit total, ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit (c à d là ou les robinets sont fermes).

Dans notre étude, nous optons pour une majoration de 20%, on va supposer que notre réseau est moyennement entretenu.

Tableau (II.14) : répartition de la consommation moyenne journalière majorée

Zone	Besoin totale (m³/j)	Perte (20%) (m³/j)	Q_{moyen} majoré (m³/j)
Zone 01	689,88	137,976	827,856
Zone 02	129,55	25,91	155,46
Zone 03	493,6	98,72	592,32
Zone 04	1825,355	365,071	2190,426
Zone 05	3675,70	735,14	4410,84
Zone 06	838,395	167,679	1006,074
Zone 07	1321,25	264,25	1585,5
Zone 08	2016,525	403,305	2419,83
Total	10 990,26	2198,051	13 188,312

Donc la consommation moyenne journalière à l'horizon 2040 sera de **13 188,312 (m³/j)**.

II.8-Variation de la consommation journalière

II.8.1- La consommation maximale journalière et minimale journalière

Durant l'année, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités : $k_{\max.j}$, $k_{\min.j}$.

A-Consommation maximale journalière :

$$K_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moy}.j}} \quad (\text{II} - 3)$$

Avec :

- $Q_{\max.j}$: débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
- $K_{\max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier qui est dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3 dans notre cas, on prend la valeur : $K_{\max.j} = 1,2$.

$$\text{D'où, } Q_{\max.j} = Q_{\text{moy}.j} \cdot K_{\max.j} \quad (\text{II} - 4)$$

Il représente le débit maximal journalier le plus chargé de l'année.

B-Consommation minimale journalière :

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy}.j}} \quad (\text{II} - 5)$$

Avec :

- $Q_{\min.j}$: débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
- $K_{\min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal journalier qui est varie entre 0,7 et 0,9
Dans notre cas on prendra la valeur moyenne : $K_{\min.j} = 0,8$

D'où :

$$Q_{\min.j} = Q_{\text{moy}.j} \cdot K_{\min.j} \quad (\text{II} - 6)$$

Il représente le débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.

Tableau (II.15) : calcul de la consommation : moyenne, minimale et maximale

Zone	$Q_{\text{moyen.j}}$ (m^3/j)	$Q_{\text{min.j}}$ (m^3/j)	$Q_{\text{max.j}}$ (m^3/j)
Zone 01	827,856	662,2848	993,4272
Zone 02	155,46	124,368	186,552
Zone 03	592,32	473,856	710,784
Zone 04	2190,426	1752,3408	2628,5112
Zone 05	4410,84	3528,672	5293,008
Zone 06	1006,074	804,8592	1207,2888
Zone 07	1585,5	1268,4	1902,6
Zone 08	2419,83	1935,864	2903,796
Total	13188,312	10550,65	15825,974

Par conséquent, la consommation maximale journalière est de **15 825,974m³/j**, soit un débit de **183,171 l/s**.

II.9-Variation de la consommation horaire

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations, qui sont caractérisées par les coefficients $K_{\text{max.h}}$ et $K_{\text{min.h}}$, dits respectivement coefficient de variation horaire maximale et coefficient de variation horaire minimale, définis comme suit :

$$K_{\text{max.h}} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

$$K_{\text{min.h}} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

le coefficient $k_{\text{max.h}}$ est défini comme suit :

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- $\alpha_{\text{max}} = 1,3$: coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants, sa valeur est déterminée par la méthode d'interpolation suivant le tableau ci après :

Tableau (II.16) : β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Nombre habitants (x1000)	< 1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100	300	>1000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1,0
β_{max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1,0

D'après le tableau précédent, on trouve les valeurs de β_{max} et les résultats de calcul du coefficient $K_{max.h}$ pour les agglomérations sont établis dans le tableau qui suit :

Tableau (II.17): Détermination des valeurs des coefficients $K_{max.h}$

Zone	Nombre d'habitants	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$K_{max.h}$ standard
Zone 01	4 509	1,3	1,47	1,911	1,9
Zone 02	814	1,3	2	2,6	2,5
Zone 03	3 231	1,3	1,55	2,02	2
Zone 04	7 085	1,3	1,37	1,781	1,8
Zone 05	21 539	1,3	1,19	1,549	1,5
Zone 06	5 376	1,3	1,43	1,861	1,9
Zone 07	8 588	1,3	1,34	1,742	1,7
Zone 08	12 899	1,3	1,27	1,651	1,7

Les valeurs permettent de choisir le régime de consommation pour notre agglomération suivant le tableau de répartition horaire (voir Annexe 01).

II.10-Calcul du déficit

Le déficit dont souffre la zone concernée par l'étude, est donné par la relation suivante :

$$Q = Q_{max} - Q_{existant} \quad (II-8)$$

Avec :

$$Q_{existant} = Q_{forages} + Q_{sources} \quad (II-9)$$

Donc :

Tableau (II.18) : Détermination le déficit des 04 communes

Commune	Q_{existant} (l/s)	Q_{max} (l/s)	Déficit (l/s)
Chemini	22,96	75,235	-52,275
Souk Oufella	20	52,306	-32,306
Tibane	5,2	22,021	-16,821
Akfadou	23	33,609	-10,609
Total	71,16	183,171	-112,011

II.11-Conclusion

D'après le tableau (II.19), on peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2040, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources. C'est dans ce sens qu'intervient notre projet en réalisant un piquage au niveau de la conduite principale du transfert Tichi-Haf-Bejaia.

Il parait clairement que le transfert pourrait satisfaire le déficit en eau de la population au delà de l'horizon 2040.

Chapitre III : Réservoirs et station de reprise

III.1-Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons traiter l'une des importantes infrastructures dans un système d'adduction, en l'occurrence le réservoir, qui est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

III.2-Classification des réservoirs [3]

Les réservoirs sont classés comme suit :

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

- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrés.
 - Semi enterrés.
 - Surélevés sur tours.

III.3-Choix des réservoirs

Vu le relief du terrain et les emplacements disponibles, nous optons pour des réservoirs circulaires semi enterrés pour lesquels (Figure(III.01)):

- L'étanchéité est assurée.
- L'étude architecturale est simplifiée.
- L'économie sur les frais de construction.
- La conservation de l'eau emmagasinée est à une température constante.

III.4-Les équipements des réservoirs [3]

Les réservoirs doivent être équipés de :

III.4.1-Conduites d'adduction

L'eau arrive au réservoir par débordement afin de permettre son oxygénation.

L'adduction doit s'obturer dès que l'eau atteint le niveau maximum du réservoir, cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur.

III.4.2-Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 à 0,20 m au dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction du sable et de boue éventuellement déposés sur le radier.

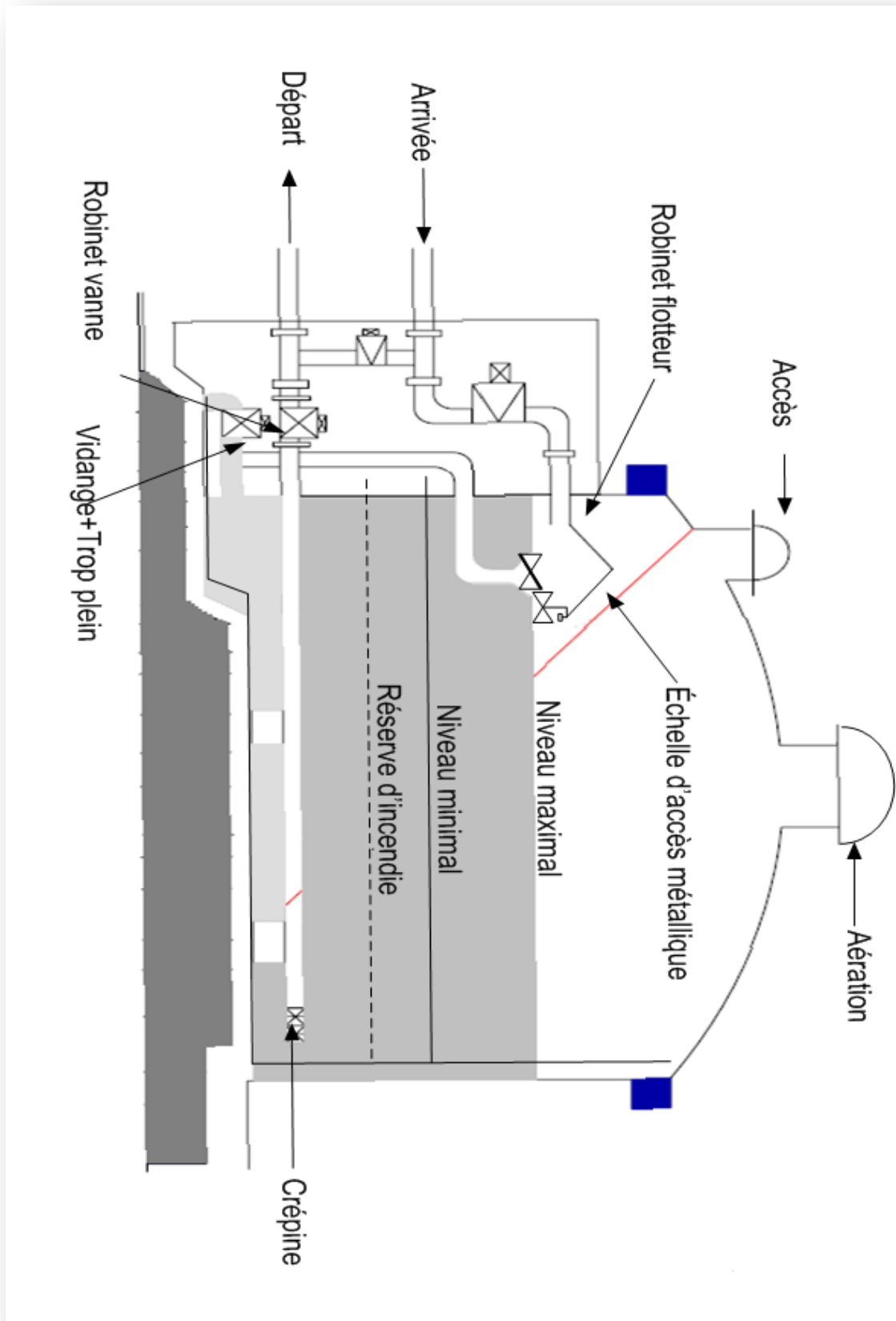


Figure (III-1): Schéma général d'un réservoir semi enterré

Un robinet vanne serra aménagé sur le départ de la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture sur la conduite maîtresse de distribution.(Figure(III.02))

III.4.3-Conduite de trop plein

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui ci atteint sa limite maximale. Il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage.

Pour éviter l'intrusion d'insectes ou des moustiques, on aménage un siphon dans la conduite de trop plein, (Figure (III.03)).

III.4.4-Conduite de vidange

On l'installe au bas du réservoir et on la raccorde avec la conduite de trop plein. Elle comporte un robinet vanne pour d'éventuels nettoyagesou réparation dans le réservoir, (Figure (III.03)).

III.4.5-Conduite de by-pass

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. Il ne fonction qu'au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir.

- En temps normal 1 et 3 sont ouvertes et la 2 est fermée.
- En by-pass on ferme 1 et 3 et on ouvre 2, (Figure(III.04)).

III.4.6-Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution en prévoit :

- Le système à deux prises.

En temps normal : 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée

- Le système à siphon

En service normal 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie on ouvre la conduite 2.

Le robinet vanne 3 normalement ouvert et prévu pour réparer 1 ou 2.dans le système à deux prises, la réserve d'incendie constitue une tranche d'eau morte, on optera alors pour le 2^{ème} système car l'eau ne stagne pas au fond du réservoir,(Figure(III. 05)).

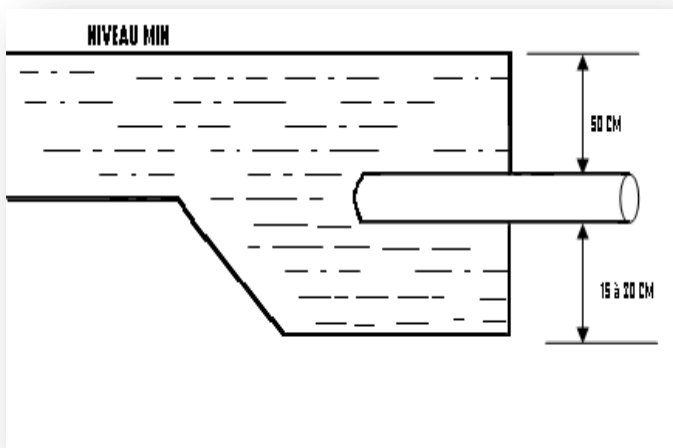
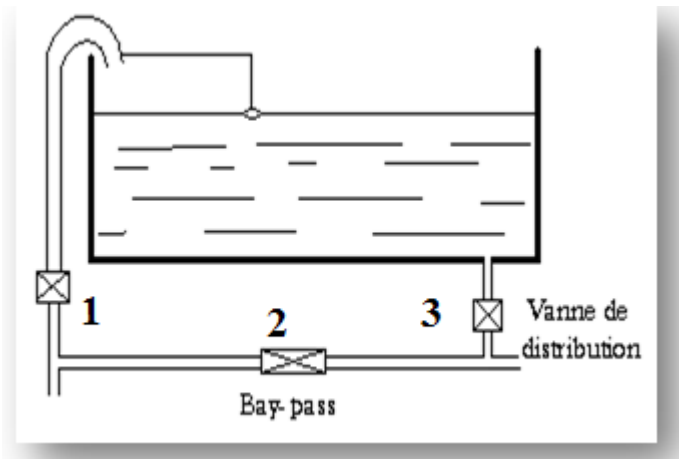


Figure (III.02) : Départ de conduite de distribution



Figure(III.04) : By-pass

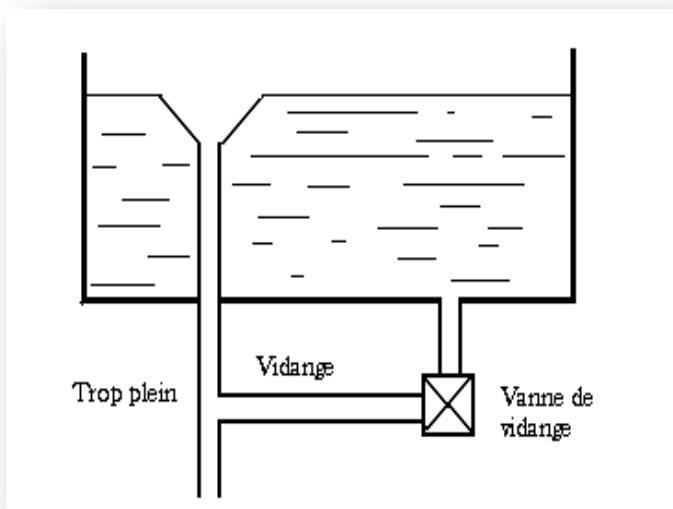


Figure (III.03) : trop-plein et vidange d'une réserve d'incendie

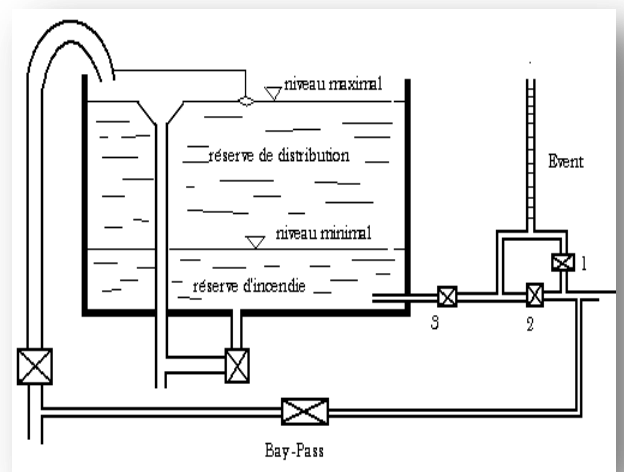


Figure (III.05) : Matérialisation

III.5-Capacité des réservoirs[6]

Le volume attribuer au réservoir dépend principalement du débit entrant qui est uniformément réparti sur les heures de pompage, et du débit sortant qui est variable suivant la consommation horaire de la journées la plus chargée de l'année.

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le volume de régulation. Le calcul de la capacité du réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

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 :

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

Avec :

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

III.5.1-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)

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

III.5.2- détermination de la valeur de P

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max.h}$ pour chaque commune. Le tableau de distribution du débit journalière (voir annexe 01) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24h.
- On répartit le débit de pompage qui se fait sur 21 heures tout au long de la journée.
- 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.

III.5.3-Dimensionnement des réservoirs projetés

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir (m)
- V : Volume du réservoir
- H : C'est la hauteur de l'eau dans le réservoir.

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

$$H_{inc} = \frac{4 \times v_{inc}}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

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

III.6-Dimensionnement des stations de reprise [6]

La station de reprise est un réservoir équipé d'une station de pompage permettant le refoulement intermédiaire.

Le dimensionnement des stations de reprise SR1, SR2 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).

$$V_{st} = Q_{max,h} \times T \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V_{st} : Volume de la station de reprise
- $Q_{max,h}$: Débit entrant dans la station
- T : Temps de fermeture des vannes

III.7-Détermination des capacités des réservoirs

III.7.1-Dimensionnement de la station de reprise SR1

La bache à eau de la première station de reprise (Takrietz) est considérée comme un réservoir vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du point de piquage **PK**, ce qui fait qu'elle est alimentée **24/24**. Et avec un refoulement pendant une durée de **20 heures** par jour, avec un débit entrant de $Q_{maxj} = 9\,677,750 \text{ m}^3/\text{j}$

D'où on aura, $P\% = |14,19| + |2,49| = 16,68\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{16,68 \times 9\,677,750}{100}$$

$$V_{\max} = 1614,25 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 1734,25 \text{ m}^3$$

- **Conclusion :**

Donc on va choisir un volume standard de $2\,000 \text{ m}^3$ pour la station de reprise SR1.

III.7.2-Dimensionnement du réservoir R1, Takrietz :

Ce réservoir est alimenté gravitairement par la station de reprise deux de Takrietz (SR2) et par le forage de Takrietz B2B, il assure une distribution pour le village de la zone 01 qui représente le village de Takrietz, le nombre d'habitants de village est estimé à 4 509 habitants

Donc on aura :

$$K_{\max,h} = 1,9$$

$$Q_{\max,j} = 993,427 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.2) : dimensionnement du réservoir RI

Heure	Apport piquage(%)	Apport forage (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	1,99	2,61	0,85	3,75	-	3,75
1_2	1,99	2,61	0,85	3,75	-	7,5
2_3	1,99	2,61	0,85	3,75	-	11,25
3_4	1,99	2,61	1	3,6	-	14,85
4_5	1,99	2,61	2,7	1,9	-	16,75
5_6	1,99	2,61	4,7	-	-0,1	16,65
6_7	1,99	2,61	5,35	-	-0,75	15,9
7_8	1,99	2,61	5,85	-	-1,25	14,65
8_9	1,99	2,61	4,5	-	0,1	14,75
9_10	1,99	2,61	4,2	-	0,4	15,15
10_11	1,99	2,61	5,5	-	-0,9	14,25
11_12	1,99	2,61	7,5	-	-2,9	11,35
12_13	1,99	2,61	7,9	-	-3,3	8,05
13_14	1,99	2,61	6,35	-	-1,75	6,3
14_15	1,99	2,61	5,2	-	-0,6	5,7
15_16	1,99	2,61	4,8	-	-0,2	5,5
16_17	1,99	2,61	4	0,6	-	6,1
17_18	1,99	2,61	4,5	0,1	-	6,2
18_19	1,99	0	6,2	-	-4,21	1,99
19_20	1,99	0	5,7	-	-3,71	-1,72
20_21	1,99	0	5,5	-	-3,51	-5,23
21_22	1,99	0	3	-	-1,01	-6,24
22_23	1,99	2,61	2	-	2,6	-3,64
23_24	1,99	2,61	1	-	3,6	0
Total	47,83	52,18	100	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |16,75| + |-6,24| = 22,99\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{22,99 \times 993,427}{100}$$

$$V_{\max} = 228,39 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 348,39 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

On choisira un volume standard de 350 m^3 , vu l'existence de deux réservoirs de capacité 150 et 200 m^3 , donc c'est suffisant.

III.7.3-Dimensionnement du réservoir R2, Ath Touazi

Ce réservoir est alimenté gravitairement par la station de reprise de Zountar (SR3), il assure une distribution pour le village de la zone 02 qui représente le village de Ath Touazi, le nombre d'habitants de village est estimé a814 habitants

Donc on aura :

$$K_{\max,h}=2,5$$

$$Q_{\max,j}= 186,552\text{m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.3) : dimensionnement du réservoir R2

Heure	gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	4,16	0,6	3,56	-	3,56
1_2	4,16	0,6	3,56	-	7,12
2_3	4,16	1,2	2,96	-	10,08
3_4	4,16	2	2,16	-	12,24
4_5	4,16	3,5	0,66	-	12,9
5_6	4,16	3,5	0,66	-	13,56
6_7	4,16	4,5	-	-0,34	13,22
7_8	4,16	10,2	-	-6,04	7,18
8_9	4,17	8,8	-	-4,63	2,55
9_10	4,17	6,5	-	-2,33	0,22
10_11	4,17	4,1	0,07	-	0,29
11_12	4,17	4,1	0,07	-	0,36
12_13	4,17	3,5	0,67	-	1,03
13_14	4,17	3,5	0,67	-	1,7
14_15	4,17	4,7	-	-0,53	1,17
15_16	4,17	6,2	-	-2,03	-0,86
16_17	4,17	10,4	-	-6,23	-7,09
17_18	4,17	9,4	-	-5,23	-12,32
18_19	4,17	7,3	-	-3,13	-15,45
19_20	4,17	1,6	2,57	-	-12,88
20_21	4,17	1,6	2,57	-	-10,31
21_22	4,17	1	3,17	-	-7,14
22_23	4,17	0,6	3,57	-	-3,57
23_24	4,17	0,6	3,57	-	0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |15,45| + |13,56| = 29,01\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{29,01 \times 186,552}{100}$$

$$V_{\max} = 54,12 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 174,12 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

On choisira un volume standard de 200 m³, vue l'existence de réservoir de capacité 150 m³, donc le volume du réservoir projeté sera projeté de 50m³.

III.7.4-Dimensionnement du réservoir R3,Tilouakadi

Ce réservoir est alimenté gravitairement par la station de reprise 05 de Tessera (SR5), il assure une distribution pour le village de la zone 03 qui représente le village de Tilouakadi, le nombre d'habitants de village est estimé a**3 231**habitants.

Donc on aura :

$$K_{\max,h}=2$$

$$Q_{\max,j}=710,784 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.4) : dimensionnement du réservoir R3

Heure	gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	4,16	0,75	3,41	-	3,41
1_2	4,16	0,75	3,41	-	6,82
2_3	4,16	1	3,16	-	9,98
3_4	4,16	1	3,16	-	13,14
4_5	4,16	3	1,16	-	14,3
5_6	4,16	5,5	-	-1,34	12,96
6_7	4,16	5,5	-	-1,34	11,62
7_8	4,16	5,5	-	-1,34	10,28
8_9	4,17	3,5	0,67		10,95
9_10	4,17	3,5	0,67		11,62
10_11	4,17	6	-	-1,83	9,79
11_12	4,17	8,5	-	-4,33	5,46
12_13	4,17	8,5	-	-4,33	1,13
13_14	4,17	6	-	-1,83	-0,7
14_15	4,17	5	-	-0,83	-1,53
15_16	4,17	5	-	-0,83	-2,36
16_17	4,17	3,5	0,67	-	-1,69
17_18	4,17	3,5	0,67	-	-1,02
18_19	4,17	6	-	-1,83	-2,85
19_20	4,17	6	-	-1,83	-4,68
20_21	4,17	6	-	-1,83	-6,51
21_22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22_23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23_24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |14,3| + |6,51| = 20,81\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max.j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{20,81 \times 710,784}{100}$$

$$V_{\max} = 147,91 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 267,91 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

On choisira un volume standard de 300 m^3 , vue l'existence de réservoir de capacité 300 m^3 , donc c'est suffisant.

III.7.5-Dimensionnement du réservoir R4, Aourir

Ce réservoir est alimenté gravitairement par la station de reprise 06 (SR6), il assure une distribution pour les villages de la zone 04 dont le nombre d'habitants est estimé à 7 085 habitants.

Donc on aura :

$$K_{\max,h} = 1,8$$

$$Q_{\max,j} = 2\,628,511 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.5) : dimensionnement du réservoir R4

Heure	gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	4,16	0,9	3,26	-	3,26
1_2	4,16	0,9	3,26	-	6,52
2_3	4,16	0,9	3,26	-	9,78
3_4	4,16	1	3,16	-	12,94
4_5	4,16	1,35	2,81	-	15,75
5_6	4,16	3,85	0,31	-	16,06
6_7	4,16	5,2	-	-1,04	15,02
7_8	4,16	6,2	-	-2,04	12,98
8_9	4,17	5,5	-	-1,33	11,65
9_10	4,17	5,85	-	-1,68	9,97
10_11	4,17	5	-	-0,83	9,14
11_12	4,17	6,5	-	-2,33	6,81
12_13	4,17	7,5	-	-3,33	3,48
13_14	4,17	6,7	-	-2,53	0,95
14_15	4,17	5,35	-	-1,18	-0,23
15_16	4,17	4,65	-	-0,48	-0,71
16_17	4,17	4,5	-	-0,33	-1,04
17_18	4,17	5,5	-	-1,33	-2,37
18_19	4,17	6,3	-	-2,13	-4,5
19_20	4,17	5,35	-	-1,18	-5,68
20_21	4,17	5	-	-0,83	-6,51
21_22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22_23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23_24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |16,06| + |6,51| = 22,57\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{22,57 \times 2628,51}{100}$$

$$V_{\max} = 593,25 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 713,25 \text{ m}^3$$

- **Conclusion :**

On choisira un volume standard de 750 m^3 , vue l'existence de réservoir de capacité $100 \times 2 \text{ m}^3$, donc le volume des réservoirs projetés seront de 250 m^3 et 300 m^3

III.7.6-Dimensionnement du réservoir R5, Ait soula

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir final et par le forage Z1bis, le R5 assure une distribution pour les villages de la zone 05, le nombre d'habitants de la zone est estimé à **22 245** habitants.

Donc on aura :

$$K_{\max,h} = 1,5$$

$$Q_{\max,j} = 5293,08 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.6) : dimensionnement du réservoir R5

Heure	Apport piquage(%)	Apport forage (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	2,98	1,43	1,5	2,91	-	2,91
1_2	2,98	1,43	1,5	2,91	-	5,82
2_3	2,98	1,43	1,5	2,91	-	8,73
3_4	2,98	1,43	1,5	2,91	-	11,64
4_5	2,98	1,43	2,5	1,91	-	13,55
5_6	2,98	1,43	3,5	0,91	-	14,46
6_7	2,98	1,43	4,5	-	-0,09	14,37
7_8	2,98	1,43	5,5	-	-1,09	13,28
8_9	2,98	1,43	6,25	-	-1,84	11,44
9_10	2,98	1,43	6,25	-	-1,84	9,6
10_11	2,98	1,43	6,25	-	-1,84	7,76
11_12	2,98	1,43	6,25	-	-1,84	5,92
12_13	2,98	1,43	5	-	-0,59	5,33
13_14	2,98	1,43	5	-	-0,59	4,74
14_15	2,98	1,43	5,5	-	-1,09	3,65
15_16	2,98	1,43	6	-	-1,59	2,06
16_17	2,98	1,43	6	-	-1,59	0,47
17_18	2,98	1,43	5,5	-	-1,09	-0,62
18_19	2,98	0	5	-	-2,02	-2,64
19_20	2,98	0	4,5	-	-1,52	-4,16
20_21	2,98	0	4	-	-1,02	-5,18
21_22	2,98	0	3	-	-0,02	-5,2
22_23	2,98	1,43	2	2,41	-	-2,79
23_24	2,98	1,43	1,5	2,91	-	0
Total	71,43	28,57	100		-	-

D'où on aura, $P\% = |14,46| + |5,18| = 19,64\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{19,64 \times 5293,08}{100}$$

$$V_{\max} = 1039,56 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 1159,56 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

On choisira un volume standard de 1250 m^3 , vu l'existence de 3 réservoirs de capacité $150+200+250 \text{ m}^3$, donc le volume de réservoir projeté sera de 750 m^3 .

III.7.7-Dimensionnement du réservoir R6, Semaoune

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir final et par des sources de la montagne, il assure une distribution pour les villages de la zone 06, le nombre d'habitants des villages est estimé a **4 670** habitants.

Donc on aura :

$$K_{\max,h} = 1,9$$

$$Q_{\max,j} = 1207,289 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.7) : dimensionnement du réservoir R6

Heure	Apport piquage(%)	Apport source (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	1,63	2,54	0,85	3,32	-	3,32
1_2	1,63	2,54	0,85	3,32	-	6,64
2_3	1,63	2,54	0,85	3,32	-	9,96
3_4	1,63	2,54	1	3,17	-	13,13
4_5	1,63	2,54	2,7	1,47	-	14,6
5_6	1,63	2,54	4,7	-	-0,53	14,07
6_7	1,63	2,54	5,35	-	-1,18	12,89
7_8	1,63	2,54	5,85	-	-1,68	11,21
8_9	1,63	2,54	4,5	-	-0,33	10,88
9_10	1,63	2,54	4,2	-	-0,03	10,85
10_11	1,63	2,54	5,5	-	-1,33	9,52
11_12	1,63	2,54	7,5	-	-3,33	6,19
12_13	1,63	2,54	7,9	-	-3,73	2,46
13_14	1,63	2,54	6,35	-	-2,18	0,28
14_15	1,63	2,54	5,2	-	-1,03	-0,75
15_16	1,63	2,54	4,8	-	-0,63	-1,38
16_17	1,63	2,54	4	-	0,17	-1,21
17_18	1,63	2,54	4,5	-	-0,33	-1,54
18_19	1,63	2,54	6,2	-	-2,03	-3,57
19_20	1,63	2,54	5,7	-	-1,53	-5,1
20_21	1,63	2,54	5,5	-	-1,33	-6,43
21_22	1,63	2,54	3	1,17	-	-5,26
22_23	1,63	2,54	2	2,17	-	-3,09
23_24	1,63	2,54	1	3,17	-	0
Total	39,08	60,92	100	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |14,6| + |6,43| = 21,03 \%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{21,03 \times 1207,289}{100}$$

$$V_{\max} = 253,89 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 373,89 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

On choisira un volume standard de 400 m³, vue l'existence du réservoir de capacité 100 m³, donc le volume de réservoir projeté sera de 300m³.

III.7.8-Dimensionnement du réservoir R7, Tibane

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir final et un forage de 5,2 l/s, il assure une distribution pour les villages de la zone 07, le nombre d'habitants de cette zone est estimé a**8588** habitants

Donc on aura :

$$K_{\max,h} = 1,7$$

$$Q_{\max,j} = 1\ 453,32 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.8) : dimensionnement du réservoir R7

Heure	gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	4,16	1	3,16		3,16
1_2	4,16	1	3,16		6,32
2_3	4,16	1	3,16		9,48
3_4	4,16	1	3,16		12,64
4_5	4,16	2	2,16		14,8
5_6	4,16	3	1,16		15,96
6_7	4,16	5		-0,84	15,12
7_8	4,16	6,5		-2,34	12,78
8_9	4,17	6,5		-2,33	10,45
9_10	4,17	5,5		-1,33	9,12
10_11	4,17	4,5		-0,33	8,79
11_12	4,17	5,5		-1,33	7,46
12_13	4,17	7		-2,83	4,63
13_14	4,17	7		-2,83	1,8
14_15	4,17	5,5		-1,33	0,47
15_16	4,17	4,5		-0,33	0,14
16_17	4,17	5		-0,83	-0,69
17_18	4,17	6,5		-2,33	-3,02
18_19	4,17	6,5		-2,33	-5,35
19_20	4,17	5		-0,83	-6,18
20_21	4,17	4,5		-0,33	-6,51
21_22	4,17	3	1,17		-5,34
22_23	4,17	2	2,17		-3,17
23_24	4,17	1	3,17		0
Total	100	100	0		

D'où on aura, $P\% = |15,96| + |6,51| = 22,47\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{22,47 \times 1453,32}{100}$$

$$V_{\max} = 326,56 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 446,56 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

On choisira un volume standard de 500 m^3 , donc le volume de réservoir projeté sera de 500 m^3 .

III.7.9-Dimensionnement du réservoir R8, Akfadou

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir final et l'eau de source, il assure une distribution pour les villages de la zone 08, le nombre d'habitants de cette zone est estimé à 12 899 habitants

Donc on aura :

$$K_{\max,h} = 1,7$$

$$Q_{\max,j} = 916,596 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.9) : dimensionnement du réservoir R8

Heure	Gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	4,16	1	3,16	-	3,16
1_2	4,16	1	3,16	-	6,32
2_3	4,16	1	3,16	-	9,48
3_4	4,16	1	3,16	-	12,64
4_5	4,16	2	2,16	-	14,8
5_6	4,16	3	1,16	-	15,96
6_7	4,16	5	-	-0,84	15,12
7_8	4,16	6,5	-	-2,34	12,78
8_9	4,17	6,5	-	-2,33	10,45
9_10	4,17	5,5	-	-1,33	9,12
10_11	4,17	4,5	-	-0,33	8,79
11_12	4,17	5,5	-	-1,33	7,46
12_13	4,17	7	-	-2,83	4,63
13_14	4,17	7	-	-2,83	1,8
14_15	4,17	5,5	-	-1,33	0,47
15_16	4,17	4,5	-	-0,33	0,14
16_17	4,17	5	-	-0,83	-0,69
17_18	4,17	6,5	-	-2,33	-3,02
18_19	4,17	6,5	-	-2,33	-5,35
19_20	4,17	5	-	-0,83	-6,18
20_21	4,17	4,5	-	-0,33	-6,51
21_22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22_23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23_24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |15,96| + |6,51| = 22,47\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{22,47 \times 916,596}{100}$$

$$V_{\max} = 205,96 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 325,96 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

On choisira un volume standard de 300 m^3 , donc le volume de réservoir projeté sera de 300 m^3 .

III.7.10-Dimensionnement de la station de reprise SR2

La bêche à eau de la deuxième station de reprise (Taoukobet) est alimentée par refoulement à partir de la première station de reprise (SR1), ce qui fait qu'elle est alimentée pendant une durée de **20 heures** par jour. Elle refoule vers la troisième station de reprise (SR3) pendant une durée de **20 heures** par jour et alimente gravitairement le réservoir R1 (Takrietz) avec un débit entrant ; $Q_{\max,j} = 10\,887,35 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.10) : dimensionnement de station de reprise SR2

Heure	Apport (%)	gravitaire (%)	refoulement (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	5	0,18	4,78	0,04	-	0,04
1_2	5	0,18	4,78	0,04	-	0,08
2_3	5	0,18	4,78	0,04	-	0,12
3_4	5	0,18	4,78	0,04	-	0,16
4_5	5	0,18	4,78	0,04	-	0,2
5_6	5	0,18	4,78	0,04	-	0,24
6_7	5	0,18	4,78	0,04	-	0,28
7_8	5	0,18	4,78	0,04	-	0,32
8_9	5	0,18	4,78	0,04	-	0,36
9_10	5	0,18	4,78	0,04	-	0,4
10_11	5	0,18	4,78	0,04	-	0,44
11_12	5	0,18	4,78	0,04	-	0,48
12_13	5	0,18	4,78	0,04	-	0,52
13_14	5	0,18	4,78	0,04	-	0,56
14_15	5	0,18	4,78	0,04	-	0,6
15_16	5	0,18	4,78	0,04	-	0,64
16_17	5	0,18	4,78	0,04	-	0,68
17_18	5	0,18	4,78	0,04	-	0,72
18_19	0	0,18	0	-	-0,18	0,54
19_20	0	0,18	0	-	-0,18	0,36
20_21	0	0,18	0	-	-0,18	0,18
21_22	0	0,18	0	-	-0,18	0
22_23	5	0,18	4,78	0,04	-	0,04
23_24	5	0,18	4,78	0,04	-	0
Total	100	4,36	95,64	-	-	-

D'où on aura, P% =0,72 %

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{0,72 \times 10887,35}{100}$$

$$V_{\max} = 78,39 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 198,39 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

Donc on va choisir un volume standard de 200 m³ pour la station de reprise SR2.

III.7.11-Dimensionnement de la station de reprise SR3

La station de reprise SR3 assurera un refoulement vers la SR4 et une alimentation gravitaire vers le réservoir R2 (Ait touati) avec un débit entrant $Q_{\max,h} = 10\,412,323 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau(III.11) : dimensionnement de station de reprise SR3

Heure	Apport (%)	gravitaire (%)	refoulement (%)	surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	5	0,075	4,91	0,015	-	0,015
1_2	5	0,075	4,91	0,015	-	0,03
2_3	5	0,075	4,91	0,015	-	0,045
3_4	5	0,075	4,91	0,015	-	0,06
4_5	5	0,075	4,91	0,015	-	0,075
5_6	5	0,075	4,91	0,015	-	0,09
6_7	5	0,075	4,91	0,015	-	0,105
7_8	5	0,075	4,91	0,015	-	0,12
8_9	5	0,075	4,91	0,015	-	0,135
9_10	5	0,075	4,91	0,015	-	0,15
10_11	5	0,075	4,91	0,015	-	0,165
11_12	5	0,075	4,91	0,015	-	0,18
12_13	5	0,075	4,91	0,015	-	0,195
13_14	5	0,075	4,91	0,015	-	0,21
14_15	5	0,075	4,91	0,015	-	0,225
15_16	5	0,075	4,91	0,015	-	0,24
16_17	5	0,075	4,91	0,015	-	0,255
17_18	5	0,075	4,91	0,015	-	0,27
18_19	0	0,075	0	-	-0,075	0,195
19_20	0	0,075	0	-	-0,075	0,12
20_21	0	0,075	0	-	-0,075	0,045
21_22	0	0,075	0	-	-0,075	-0,03
22_23	5	0,075	4,91	0,015	-	-0,015
23_24	5	0,075	4,91	0,015	-	0
Total	100	1,79	98,21	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |0,27| + |0,03| = 0,3 \%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{0,3 \times 10412,323}{100}$$

$$V_{\max} = 31,24 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 151,23 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

Donc on va choisir un volume standard de 150 m^3 pour la station de reprise SR3.

III.7.12-Dimensionnement de la station de reprise SR4

La station de reprise SR4 assurera un refoulement vers la station de reprise SR5 avec un débit entrant $Q_{\text{max.h}} = 10225,771 \text{ m}^3/\text{j}$, le dimensionnement est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{st}} = Q_{\text{max.h}} \times T$$

D'où :

$$V_{\text{st}} = 10225,771 * 0,25/24 = 106.52 \text{ m}^3$$

On prend alors un volume de **150 m³**.

III.7.13-Dimensionnement de la station de reprise SR5

La bête à eau de la cinquième station de reprise est alimentée par refoulement à partir de la quatrième station de reprise (SR4), elle refoule vers la station de reprise 06 (SR6) pendant une durée de **20** heures par jour et alimente gravitairement le réservoir R3 (Tiliouakadi) avec un débit entrant ; $Q_{\text{max.h}} = 10225,771 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.12) : dimensionnement de station de reprise SR5

Heure	Apport (%)	gravitaire (%)	refoulement (%)	surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	5	0,29	4,65	0,06	-	0,06
1_2	5	0,29	4,65	0,06	-	0,12
2_3	5	0,29	4,65	0,06	-	0,18
3_4	5	0,29	4,65	0,06	-	0,24
4_5	5	0,29	4,65	0,06	-	0,3
5_6	5	0,29	4,65	0,06	-	0,36
6_7	5	0,29	4,65	0,06	-	0,42
7_8	5	0,29	4,65	0,06	-	0,48
8_9	5	0,29	4,65	0,06	-	0,54
9_10	5	0,29	4,65	0,06	-	0,6
10_11	5	0,29	4,65	0,06	-	0,66
11_12	5	0,29	4,65	0,06	-	0,72
12_13	5	0,29	4,65	0,06	-	0,78
13_14	5	0,29	4,65	0,06	-	0,84
14_15	5	0,29	4,65	0,06	-	0,9
15_16	5	0,29	4,65	0,06	-	0,96
16_17	5	0,29	4,65	0,06	-	1,02
17_18	5	0,29	4,65	0,06	-	1,08
18_19	0	0,29	0	-	-0,29	0,79
19_20	0	0,29	0	-	-0,29	0,5
20_21	0	0,29	0	-	-0,29	0,21
21_22	0	0,29	0	-	-0,29	-0,08
22_23	5	0,29	4,65	0,06	-	-0,02
23_24	5	0,29	4,65	0,06	-	0
Total	100	6,95	93,05	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |1,08| + |0,08| = 1,16\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{1,16 \times 10225,771}{100}$$

$$V_{\max} = 118,61 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 238,61 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

Donc on va choisir un volume standard de 250 m^3 pour la station de reprise SR5.

III.7.14-Dimensionnement de la station de reprise SR6

La bêche à eau de la sixième station de reprise est alimentée par refoulement à partir de la cinquième station de reprise (SR5), elle refoule vers le réservoir final pendant une durée de 20 heures par jour et alimente gravitairement le réservoir R4 de la zone 04 avec un débit entrant; $Q_{\max,j} = 9514,987 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.13) : dimensionnement de station de reprise SR6

Heure	Apport (%)	gravitaire (%)	refoulement (%)	surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	5	1,15	3,62	0,23	-	0,23
1_2	5	1,15	3,62	0,23	-	0,46
2_3	5	1,15	3,62	0,23	-	0,69
3_4	5	1,15	3,62	0,23	-	0,92
4_5	5	1,15	3,62	0,23	-	1,15
5_6	5	1,15	3,62	0,23	-	1,38
6_7	5	1,15	3,62	0,23	-	1,61
7_8	5	1,15	3,62	0,23	-	1,84
8_9	5	1,15	3,62	0,23	-	2,07
9_10	5	1,15	3,62	0,23	-	2,3
10_11	5	1,15	3,62	0,23	-	2,53
11_12	5	1,15	3,62	0,23	-	2,76
12_13	5	1,15	3,62	0,23	-	2,99
13_14	5	1,15	3,62	0,23	-	3,22
14_15	5	1,15	3,62	0,23	-	3,45
15_16	5	1,15	3,62	0,23	-	3,68
16_17	5	1,15	3,62	0,23	-	3,91
17_18	5	1,15	3,62	0,23	-	4,14
18_19	0	1,15	0	-	-1,15	2,99
19_20	0	1,15	0	-	-1,15	1,84
20_21	0	1,15	0	-	-1,15	0,69
21_22	0	1,15	0	-	-1,15	-0,46
22_23	5	1,15	3,62	0,23	-	-0,23
23_24	5	1,15	3,62	0,23	-	0
Total	100	27,62	72,38	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |4,14| + |0,46| = 4,6\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{4,6 \times 9514,987}{100}$$

$$V_{\max} = 437,68 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 557,68 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

Donc on va choisir un volume standard de 750 m^3 pour la station de reprise SR6.

III.7.15-Dimensionnement du réservoir final R9

Le réservoir R9 est alimentée par refoulement à partir de la sixième station de reprise (SR6), il alimente gravitairement les réservoirs de la zone 05, 06, 07 et 08 avec un débit entrant ;

$$Q_{\max,h} = 6886,476 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats :

Tableau(III.14) : dimensionnement de station de reprise SR9

Heure	Apport (%)	gravitaire (Ait Soula) (%)	gravitaire (Semaoune) (%)	gravitaire (Tibane) (%)	gravitaire (Akfadou) (%)	surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	0,83
1_2	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	1,66
2_3	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	2,49
3_4	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	3,32
4_5	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	4,15
5_6	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	4,98
6_7	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	5,81
7_8	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	6,64
8_9	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	7,47
9_10	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	8,3
10_11	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	9,13
11_12	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	9,96
12_13	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	10,79
13_14	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	11,62
14_15	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	12,45
15_16	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	13,28
16_17	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	14,11
17_18	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	14,94
18_19	0	2,29	0,45	0,88	0,55	-	-4,17	10,77
19_20	0	2,29	0,45	0,88	0,55	-	-4,17	6,6
20_21	0	2,29	0,45	0,88	0,55	-	-4,17	2,43
21_22	0	2,29	0,45	0,88	0,55	-	-4,17	-1,74
22_23	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	-0,91
23_24	5	2,29	0,45	0,88	0,55	0,83	-	0
Total	100	54,91	10,68	21,11	13,3	-	-	-

D'où on aura, $P\% = |14,94| + |1,74| = 16,68\%$

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = \frac{16,68 \times 6886,476}{100}$$

$$V_{\max} = 1148,66 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{totale}} = V_{\max} + 120$$

$$V_{\text{totale}} = 1268,66 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

Donc on va choisir un volume standard de 1500 m³ pour le réservoir final R9.

III.8-Tableau récapitulatif

Réservoir	Capacité totale (m ³)	Capacité des réservoirs existants (m ³)	Capacité des réservoirs projetés (m ³)	La hauteur de réservoir (m)	Diamètre de réservoir (m)	Hauteur d'incendie dans le réservoir (m)
ST1	2 000	-----	2000	6	20,6	0,36
ST2	200	-----	200	4	7,98	2,4
ST3	150	-----	150	4	6,91	1,56
SR4	150	-----	150	4	6,91	1,56
SR5	250	-----	250	4	8,92	1,92
SR6	750	-----	750	4	15,45	0,64
R1	350	150	-----	4	6,91	1,56
		200	-----	4	7,98	2,4
R2	200	150	50	3	4,61	7,19
R3	300	300	-----	4	9,77	1,6
R4	750	2*100	250	4	8,92	1,92
			300	4	9,77	1,6
R5	1250	150+200+250	750	4	15,45	0,64
R6	400	100	300	4	9,77	1,6
R7	500	-----	500	4	12,62	0,96
R8	300	-----	300	4	9,77	1,6
R9	1500	-----	1500	6	21,85	0,25
Total	9050	1700	7350			

III.9-Conclusion

Après avoir effectué le dimensionnement final de tous les réservoirs et stations de reprises à l'horizon 2040, il est nécessaire de s'intéresser au dimensionnement des conduites d'adduction qui véhiculeront l'eau entre les réservoirs. Il sera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV : Adduction

IV.1-Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

Plusieurs variantes de notre étude peuvent se projeter. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques citées et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation, et enfin celle qui est la plus économique et aussi nous recherchons le tracé le plus court direct.

IV.2-Choix du tracé :

Dans le but de trouver le meilleur tracé possible, il y a lieu de tenir compte de certains impératifs d'ordres technique et économique :

- recherche du profil en long aussi régulier que possible, de préférence avec une rampe orientée vers le réservoir d'accumulation.
- éviter les contre-pentes qui peuvent donner naissance aux points hauts, ainsi formé des boules d'air plus ou moins difficile à évacuer , de plus, en cas d'arrêt imprévu des pompes, une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide.
- Recherche du profil en long le plus court possible afin de réduire les frais d'exploitations.

IV.3-Choix de types de conduites :

Il est difficile de prétendre qu'un matériau est meilleur qu'un autre.

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critères parmi lesquels :

- Les conditions d'utilisation, (adduction, réseau, pression).
- La nature des réseaux déjà existants.
- La proximité des usines de fabrication.
- Les facilités d'approvisionnement en pièces spéciales et pièces de rechanges.
- Les critères économiques en y incluant le stock de pièces de réparation.
- La qualification des exploitants.
- Les usages locaux.
- Les facilités d'entretien et de modification.

IV.4-Etude technico-économique de l'adduction [3]

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de **BONNIN** et **BRESS**, ces formules sont données comme suit :

$$\text{La formule de } \mathbf{BONNIN} : D_{N1} = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{La formule de } \mathbf{BRESS} : D_{N2} = 1,5 \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- Q : Débit véhiculé en m³/s

On prendra tous les diamètres compris entre D_{N1} et D_{N2} .

Mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0,5 m/s** et **1,5 m/s**.

IV.4.1-Calcul de la vitesse

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

Avec :

- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s)
- D : Diamètre de la conduite (m)

IV.4.2-Calcul des pertes de charge

A- Pertes de charge linéaire (H_L) [5]

La formule de calcul des pertes de la charge linéaire, dit COLEBROOK, est donnée par l'équation suivante :

$$H_L = J \times L \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{IV.5})$$

• 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 : (voir annexe 02)

➤ Régime turbulent rugueux

$$\text{Formule de NIKURADZI : } \lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{IV.6})$$

➤ **Régime transitoire**

$$\text{Formule de COLEBROOK : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire en mètre de colonne d'eau par mètre tuyau
- D : Diamètre de la conduite en m
- V : Vitesse d'écoulement en m/s.
- λ : Coefficient de perte de charge
- L : La longueur de la conduite en m
- g : Accélération de la pesanteur en m^2/s
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suite :

❖ Pour les tubes en PEHD

$$K=0,01 \text{ mm si } D \leq 200 \text{ mm}$$

$$K=0,02 \text{ mm si } D > 200 \text{ mm}$$

- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau,

- à 10°C : $\nu = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- à 20°C : $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- à 30°C : $\nu = 0,08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Pour les conduites en PEHD il y a lieu d'utiliser l'abaque donné en annexe (voir annexes 0 3). Connaissant le diamètre et le débit dans la conduite, on peut calculer les pertes de charge directement sur l'abaque.

B- Pertes de charge singulières (H_S)

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_S = 0,1 \times H_L \quad (\text{IV.9})$$

C- Pertes de charge totales (ΔH)

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

$$\Delta H = 1,10 \times H_L = 1,1 \times J \times L \quad (\text{IV.10})$$

IV.4.3-Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

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.

$$H_{mt}=H_g+\Delta H \quad (IV.11)$$

IV.4.4-Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (IV.12)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%)

IV.4.5-Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \quad (IV.13)$$

Avec :

- t : Nombre d'heures de pompage (20h).
- P : Puissance de pompage en (KWh).

IV.4.6-frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e' \quad (DA) \quad (IV.14)$$

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (KWh)
- e' : Prix unitaire du K.W.h. fixé par la SONELGAZ (**4.67 DA**)

IV.4.7-Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (IV.15)$$

Avec :

- P_U : Le prix unitaire de la conduite (DA/ml)
- L : Longueur de la conduite en m
- A : Annuité

▪ **Calcul de l'amortissement annuel**

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- A: L'amortissement annuel (Annuité).
- i: Taux d'annuité = 8 %.
- n: Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 25ans)

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.08)^{25} - 1} + 0.08 = \mathbf{0.0937}$$

Soit : **A = 0.0937**

IV.4.8-Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{B_L = F_{exp} + F_{am}} \quad (\text{IV.17})$$

IV.4.9-Prix des conduites

Tableau (IV.1) : Prix de revient des conduites PN10

Type du tube	Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA/ml)
PN 10	90	5,4	369,03
	110	6,6	549,65
	125	7,4	706,18
	160	9,5	1152,58
	200	11,9	1807,81
	250	14,8	2 812,37
	315	18,7	4 362,46
	400	23,7	7 181,65
	500	29,7	11898,15
	630	51,2	19 414,23

Tableau (IV.2) : Prix de revient des conduites PN16

Type du tube	Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA/ml)
PN 16	90	8,2	571,69
	110	10,0	844,30
	125	11,4	1093,08
	160	14,6	1786,51
	200	18,2	2805,48
	250	22,7	4340,56
	315	28,6	6881,37
	400	36,3	11116,05
	500	45,4	17335,76
	630	57,2	26341,10

Pour la fonte ductile voir annexe 03.

IV.5-Equipement de l'adduction [8]

IV.5.1-Vannes papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. (Figure (01))

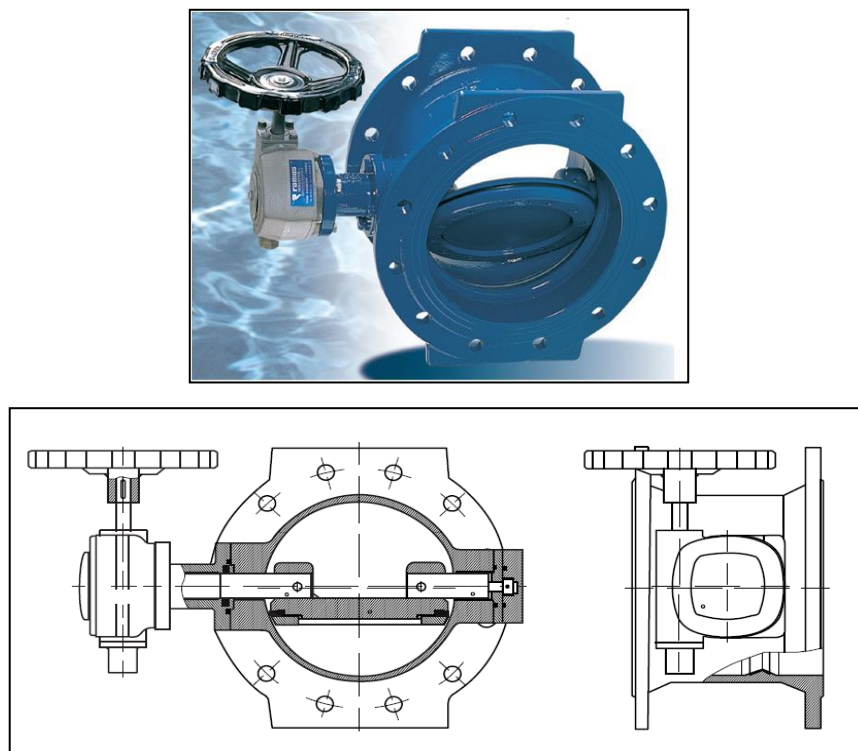


Figure (IV-1) : Vanne papillon automatisée

IV.5.2-Vanne stop

Organe de sécurité, placé en tête de la canalisation, permettant d'arrêter l'encombrement si le débit dépasse une certaine valeur.

IV.5.3-Vanne de régulation de débit

Elle limite et stabilise le débit à une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.

IV.5.4-Vanne opercule :

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne (Figure (IV.2)).

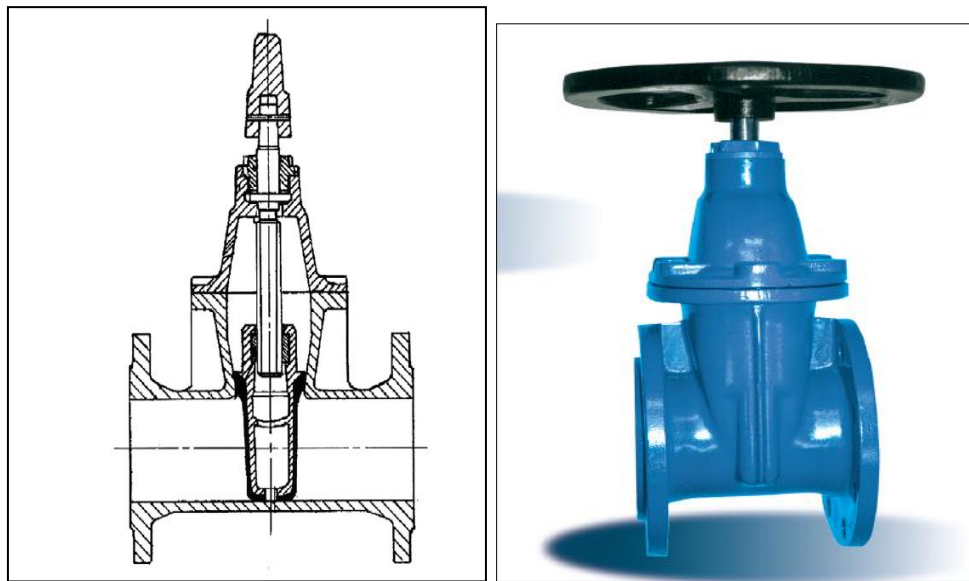


Figure (IV.2) : Vanne opercule

IV.5.5-Robinet à flotteur

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique. Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler

IV.5.6-Clapets de retenue

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspirations (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau)

IV.5.7-Robinet Vidanges

Ils seront placés aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin.

IV.5.8-Les crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans celle-ci.

IV.5.9-Purgeurs – Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus.

L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de Vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses. (Figure(03))



Figure (IV.3) : Ventouse automatique

IV.6-Calcul des conduites gravitaire

Dans le cas des adductions gravitaires, la hauteur géométrique H_g définie par la différence entre les plans d'eau des deux réservoirs doit être supérieure aux pertes de charges ΔH créées par la conduite lors de l'écoulement.

$$H_g \geq \Delta H$$

On pose : $H_v = H_g - \Delta H$ (IV.18)

Avec :

H_v : Pression d'entrée d'eau dans le réservoir.

IV.7-Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

IV.7.1-Adduction gravitaire

➤ Tronçon Piquage(PK)-SR1

Le calcul hydraulique montre que les eaux issues du point de piquage dont la cote piézométrique est de 199,68m, alors que la cote du terrain naturelle au départ est de 102 m, soit une pression au sol de 97,68 m, ce qui permet à l'eau de s'écouler gravitairement jusqu'à la station de reprise SR1 qui se trouve à une cote de terrain naturelle de 159m au moyen d'une conduite sur une longueur de 1560m.

Les données:

Cote de départ : 199,68m
 Cote d'arrivée : 159m
 La hauteur géométrique $H_g=40,68\text{m}$
 La longueur de la conduite $L=1560\text{m}$
 Le débit véhiculé $Q=0,112\text{ m}^3/\text{s}$
 Formule de BONNIN : $D=0,335\text{m}$
 Formule de BRESS : $D=0,502\text{m}$

On opte la conduite en PEHD (PN10)

Tableau (IV.3) : Calcul de ΔH de tronçon PK-SR1

Re	D(m)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH (m)	H_v (m)
513959,507	0,315	1,85	1560	0,0241	36,83	3.85

Le diamètre $\phi=315\text{ mm}$, est favorable puisqu'il crée des pertes de charges $\Delta H = 36.83\text{ m}$ proche de la hauteur géométrique H_g (40.68m) et la vitesse d'écoulement $V=1.85\text{ m/s}$

➤ Tronçon SR6-R4

Cote de départ : 1030m
 Cote d'arrivée : 980m
 La hauteur géométrique $H_g=50\text{m}$
 La longueur de la conduite $L=1100\text{m}$
 Le débit véhiculé $Q=0,0304\text{ m}^3/\text{s}$

On opte la conduite en PEHD (PN10)

Tableau (IV.4) : Calcul de ΔH de tronçon SR6-R4

D(m)	Re	D(m)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH (m)	H_v (m)
0,2	219784,987	0,2	1,25	1100	0,0201	18,57	31.43

Le diamètre $\phi=200\text{ mm}$, semble le plus favorable puisqu'il crée des pertes de charges $\Delta H = 18,729\text{ m}$ proche de la hauteur géométrique H_g (50 m) et la vitesse d'écoulement $V=1,25\text{ m/s}$.

➤ **Tronçon R9-R5**

Cote de départ : 1130m

Cote d'arrivée : 967m

La hauteur géométrique $H_g=163\text{m}$ La longueur de la conduite $L=1500\text{m}$ Le débit véhiculé $Q=0,0438\text{ m}^3/\text{s}$

On opte la conduite en PEHD (PN10)

Tableau (IV.5) : Calcul de ΔH de tronçon R9-R5

D(m)	Re	D(m)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH (m)	H_v (m)
0,2	316663,895	0,2	1,8	1500	0,0198	52,57	110,43

Le diamètre $\phi=200\text{ mm}$, semble le plus favorable puisqu'il crée des pertes de charges $\Delta H = 52,57\text{ m}$ proche de la hauteur géométrique H_g (163 m) et la vitesse d'écoulement $V=1,8\text{ m/s}$.

➤ **Tronçon R9-R6**

Cote de départ : 1130m

Cote d'arrivée : 1046m

La hauteur géométrique $H_g=84\text{m}$ La longueur de la conduite $L=4500\text{m}$ Le débit véhiculé $Q=0,0085\text{ m}^3/\text{s}$ *Tableau (IV.6) : Calcul de ΔH de tronçon R9-R6*

D(m)	Re	D(m)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH (m)	H_v (m)
0,125	18257,944	0,125	0,89	4500	0,0341	62,06	21,94

Le diamètre $\phi=125\text{ mm}$ est favorable puisqu'il crée des pertes de charges $\Delta H = 21,94\text{ m}$ proche de la hauteur géométrique H_g (84 m) et la vitesse d'écoulement $V=0,89\text{ m/s}$

➤ **Tronçon R9-R7**

Cote de départ : 1130m

Cote d'arrivée : 840m

La hauteur géométrique $H_g=290\text{m}$ La longueur de la conduite $L=4000\text{m}$ Le débit véhiculé $Q=0,0168\text{ m}^3/\text{s}$

On opte la conduite en PEHD (PN10)

Tableau (IV.7) : Calcul de ΔH de tronçon R9-R7

D(m)	Re	D(m)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH (m)	H_v (m)
0,125	194203,937	0,125	1,76	4000	0,0341	215,51	74,49

Le diamètre $\phi=125\text{ mm}$, semble le plus favorable puisqu'il crée des pertes de charges $\Delta H = 215,51\text{ m}$ proche de la hauteur géométrique H_g (290 m) et la vitesse d'écoulement $V=1,76\text{ m/s}$.

➤ **Tronçon R9-R8**

Cote de départ : 1130m

Cote d'arrivée : 1080m

La hauteur géométrique $H_g=50\text{m}$

La longueur de la conduite $L=1000\text{m}$

Le débit véhiculé $Q=0,01061\text{ m}^3/\text{s}$

On opte la conduite en PEHD (PN10)

Tableau (IV.8) : Calcul de la ΔH de tronçon R9-R8

D(m)	Re	D(m)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH (m)	H_v (m)
0,110	139627,31	0,110	1,44	1000	0,0341	41,09	8,91

Le diamètre $\phi=110\text{ mm}$, semble le plus favorable puisqu'il crée des pertes de charges $\Delta H = 41,09\text{ m}$ proche de la hauteur géométrique H_g (50 m) et la vitesse d'écoulement $V=1,44\text{ m/s}$

IV.7.2-Calcul de l'angle de fermeture des vannes

✓ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne « ξ » :**

$$\xi = H_v \times \frac{2 \times g}{V^2}$$

Avec :

H_v : Perte de charge créée par la vanne

ξ : Coefficient de pertes de charges

Et $H_v = H_g - \Delta H$.

✓ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ° :**

Le type de la vanne sera une "vanne à papillon", d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque « Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture » (voir annexe 04).

Tableau (IV.9) : Calcul de l'angle de fermeture des vannes pour chaque tronçon

Tronçon	H_v (m)	V (m/s)	ξ	θ°
PK-SR1	3,85	1,85	22,067	47
SR6-R4	31,43	1,25	395,293	63
R9-R5	110,43	1,8	633,519	67
R9-R6	21,94	0,89	543,445	65
R9-R7	74,49	1,76	471,814	64
R9-R8	8,91	1,44	84,305	57

IV.6.3-Adduction par refolement

➤ **Tronçon SR1-SR2**

Cote de départ : 159m

Cote d'arrivée : 276m

La hauteur géométrique $H_g=117\text{m}$

La longueur de la conduite $L=970\text{m}$

Le débit véhiculé $Q=0,112\text{ m}^3/\text{s}$

Formule de BONNIN : $D=0,335\text{m}$

Formule de BRESS : $D=0,502\text{m}$

On opte la conduite en PEHD (PN16), avec le diamètre normalisé 400, 500 et 630mm.

▪ **Calcul de la H_{mt} :**

Tableau (IV.10) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR1-SR2

$\phi(\text{mm})$	L (m)	Q (l/s)	V(m/s)	λ	$\Delta H(\text{m})$	hg	hmt
400	970	112,00	1,33	0,02182	7,01	117,00	124,01
500	970	112,00	0,85	0,02063	2,17	117,00	119,17
630	970	112,00	0,54	0,01949	0,65	117,00	117,65

frais d'exploitation

Les données : Le rendement de la pompe $\eta=75\%$

Le temps de pompage $T=20\text{h}$

Le prix KWH=4,67 da

Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR1-SR2

$\phi(\text{mm})$	P (kw)	E (kwh)	F _{exp}
400	277,77	2433296,02	11363492,42
500	266,94	2338423,76	10920438,95
630	263,53	2308493,65	10780665,37

▪ **Les frais d'amortissements :**

Les données : Taux d'intérêt $i=8\%$

Nombre d'années $n=25\text{ans}$

L'amortissement annuel $A=0,09367878\text{ DA}$

Tableau (IV.12) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR1-SR2

$\phi(\text{mm})$	Cu (DA/ml)	L (m)	F _{amt} (DA)
400	11116,05	970	1 002 779
500	17337,76	970	1 564 039
630	26341,1	970	2 376 231

Tableau (IV.13) : Bilan générale du tronçon SR1-SR2

$\phi(\text{mm})$	F _{exp} (DA)	F _{amt} (DA)	Bilan (DA)
400	11 363 492,42	1 002 779	12 366 271
500	10 920 438,95	1 564 039	12 484 478
630	10 780 665,37	2 376 231	13 156 896

D'après le bilan, on opte pour le diamètre économique **400 mm** avec une vitesse acceptable de **1.33m/s**.

➤ **Trançon SR2- SR3**

Cote de départ : 276m

Cote d'arrivée : 449,5m

La hauteur géométrique $H_g=173,5m$

La longueur de la conduite $L= 964m$

Le débit véhiculé $Q=0,121 m^3/s$

Formule de BONNIN : $D=0,348m$

Formule de BRESS : $D=0,522m$

On opte la conduite en PEHD (PN16), avec le diamètre normalisé 400,500 et 630 mm.

▪ **Calcul de la H_{mt} :**

Tableau (IV.14) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR2-SR3

ϕ (mm)	L (m)	Q (l/s)	V(m/s)	λ	ΔH	hg	hmt
400	964	121,00	1,44	0,02182	8,13	173,50	181,63
500	964	121,00	0,92	0,02063	2,52	173,50	176,02
630	964	121,00	0,58	0,01949	0,75	173,50	174,25

▪ **Les frais d'exploitation**

Tableau (IV.15) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR2-SR3

ϕ (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp}
400	439,54	3850339,18	17981083,98
500	425,96	3731449,32	17425868,33
630	421,68	3693942,23	17250710,21

▪ **Les frais d'amortissements:**

Tableau (IV.16) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR2-SR3

ϕ (mm)	Cu (DA/ml)	L (m)	F _{amt} (DA)
400	10382	964	930 767
500	17339,94	964	1 554 560
630	22513,76	964	2 018 404

Tableau (IV.17) : Bilan générale du tronçon SR2-SR3

ϕ (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amt} (DA)	Bilan (DA)
400	17 981 083,98	930 767	18 911 851
500	17 425 868,33	1 554 560	18 980 429
630	17 250 710,21	2 018 404	19 269 114

D'après le bilan, on opte pour le diamètre économique **400 mm** avec une vitesse acceptable de **1.44 m/s**.

➤ **Trançon SR3- SR4**

Cote de départ : 449,5m

Cote d'arrivée : 617,5m

La hauteur géométrique $H_g=168\text{m}$

La longueur de la conduite $L= 970\text{m}$

Le débit véhiculé $Q=0,118 \text{ m}^3/\text{s}$

Formule de BONNIN : $D=0,344\text{m}$

Formule de BRESS : $D=0,515\text{m}$

On opte la conduite en PEHD (PN16), avec le diamètre normalisé 400,500 et 630 mm.

▪ **Calcul de la H_{mt} :**

Tableau (IV.18) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR3-SR4

$\phi(\text{mm})$	L (m)	Q (l/s)	V(m/s)	λ	ΔH	hg	hmt
400	970	118,00	1,40	0,02182	7,78	168	175,78
500	970	118,00	0,90	0,02063	2,41	168	170,41
630	970	118,00	0,57	0,01949	0,72	168	168,72

▪ **Les frais d'exploitation**

Tableau (IV.19) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR3-SR4

$\phi(\text{mm})$	P (kw)	E (kwh)	F _{exp}
400	414,83	3633938,50	16970492,81
500	402,17	3522987,82	16452353,11
630	398,17	3487985,35	16288891,57

▪ **Les frais d'amortissements:**

Tableau (IV.20) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR3-SR4

$\phi(\text{mm})$	Cu (DA/ml)	L (m)	F amt (DA)
400	9500,9	970	857 076
500	14816,89	970	1 336 632
630	22513,76	970	2 030 966

Tableau (IV.21) : Bilan générale du tronçon SR3-SR4

$\phi(\text{mm})$	F _{exp} (DA)	F amt (DA)	Bilan (DA)
400	16 970 492,81	857 076	17 827 569
500	16 452 353,11	1 336 632	17 788 985
630	16 288 891,57	2 030 966	18 319 858

D'après le bilan, on opte pour le diamètre économique **500 mm** avec une vitesse acceptable de **0.90 m/s**.

➤ **Trançon SR4- SR5**

Cote de départ : 617,5m
 Cote d'arrivée : 810m
 La hauteur géométrique $H_g=192,5m$
 La longueur de la conduite $L= 3000m$
 Le débit véhiculé $Q=0,118 m^3/s$
 Formule de BONNIN : $D=0,344m$
 Formule de BRESS : $D=0,515m$

On opte la conduite en Fonte ductile (PN25), avec le diamètre normalisé 400, 450 et 500 mm.

▪ **Calcul de la H_{mt} :**

Tableau (IV.22) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR4-SR5

ϕ (mm)	L (m)	Q (l/s)	V(m/s)	λ	ΔH	hg	hmt
400	3000	118,00	0,94	0,02074	8,40	192,50	200,90
450	3000	118,00	0,74	0,02015	4,53	192,50	197,03
500	3000	118,00	0,60	0,01963	2,60	192,50	195,10

▪ **Les frais d'exploitation**

Tableau (IV.23) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR4-SR5

ϕ (mm)	P (kw)	E (kwh)	Fexp
400	474,12	4153297,60	19395899,81
450	464,98	4073243,18	19022045,64
500	460,45	4033515,90	18836519,25

▪ **Les frais d'amortissements**

Tableau (IV.24) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR4-SR5

ϕ (mm)	Cu (DA/ml)	L (m)	F amt (DA)
400	10353	3000	2 888 487
450	12380	3000	3 454 020
500	14122	3000	3 940 038

Tableau (IV.25) : Bilan générale du tronçon SR4-SR5

ϕ (mm)	Fexp (DA)	F amt (DA)	Bilan (DA)
400	19 395 899,81	2 888 487	22 284 387
450	19 022 045,64	3 454 020	22 476 066
500	18 836 519,25	3 940 038	22 776 557

D'après le bilan, on opte pour le diamètre économique **400 mm** avec une vitesse acceptable de **0.94 m/s**.

➤ **Trançon SR5- SR6**

Cote de départ : 810m

Cote d'arrivée : 1030m

La hauteur géométrique $H_g=220m$

La longueur de la conduite $L= 2000m$

Le débit véhiculé $Q=0,110 m^3/s$

Formule de BNNIN : $D=0,332m$

Formule de BRESS : $D=0,497m$

On opte la conduite en fonte ductile (PN 25), avec le diamètre normalisé 350, 400, 450 et 500mm

▪ **Calcul de la H_{mt} :**

Tableau (IV.26) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR5-SR6

ϕ (mm)	L (m)	Q (l/s)	V(m/s)	λ	ΔH	hg	hmt
350	2000	110,00	1,14	0,02145	9,81	220,00	229,81
400	2000	110,00	0,88	0,02074	4,87	220,00	224,87
450	2000	110,00	0,69	0,02015	2,62	220,00	222,62
500	2000	110,00	0,56	0,01963	1,51	220,00	221,51

▪ **Les frais d'exploitation**

Tableau (IV.27) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR5-SR6

ϕ (mm)	P (kw)	E (kwh)	Fexp
350	505,59	4428926,48	20683086,66
400	494,70	4333612,23	20237969,10
450	489,77	4290377,31	20036062,06
500	487,32	4268921,75	19935864,58

▪ **Les Frais d'amortissements:**

Tableau (IV.28) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR5-SR6

ϕ (mm)	Cu (DA/ml)	L (m)	Dép (DA)	Anuité	F amt (DA)
350	38959	2000	77 918 000	0,093	7 246 374
400	10353	2000	20 706 000	0,093	1 925 658
450	12380	2000	24 760 000	0,093	2 302 680
500	14122	2000	28 244 000	0,093	2 626 692

Tableau (IV.29) : Bilan générale du tronçon SR5-SR6

ϕ (mm)	Fexp (DA)	F amt (DA)	Bilan (DA)
350	20 683 086,66	7 246 374	27 929 461
400	20 237 969,10	1 925 658	22 163 627
450	20 036 062,06	2 302 680	22 338 742
500	19 935 864,58	2 626 692	22 562 557

D'après le bilan, on opte pour le diamètre économique **400 mm** avec une vitesse acceptable de **0.88 m/s**.

➤ **Trançon SR6- R9**

Cote de départ : 1030m

Cote d'arrivée : 1130 m

La hauteur géométrique $H_g=100m$

La longueur de la conduite $L= 900m$

Le débit véhiculé $Q=0,0797 m^3/s$

Formule de BONNIN : $D=0,282m$

Formule de BRESS : $D=0,423m$

On opte la conduite en PEHD (PN16), avec le diamètre normalisé 315, 400 et 500mm.

▪ **Calcul de la H_{mt} :**

Tableau (IV.30) : Calcul de la H_{mt} de tronçon SR6-R9

ϕ (mm)	L (m)	Q (l/s)	V(m/s)	λ	$H\Delta$	hg	hmt
315	900	79,70	1,53	0,02323	11,57	100,00	111,57
400	900	79,70	0,96	0,02186	3,40	100,00	103,40
500	900	79,70	0,61	0,02063	1,02	100,00	101,02

▪ **Les frais d'exploitation**

Tableau (IV.31) : Calcul des frais d'exploitations de tronçon SR6-R9

ϕ (mm)	P (kw)	E (kwh)	Fexp
315	177,85	1557947,81	7275616,28
400	164,82	1443813,68	6742609,89
500	161,03	1410588,48	6587448,21

▪ **Les frais d'amortissements:**

Tableau (IV.32) : Calcul des frais d'amortissements de tronçon SR6-R9

ϕ (mm)	Cu (DA/ml)	L (m)	F amt (DA)
-------------	------------	-------	------------

315	6393,77	900	535 159
400	10382,72	900	869 034
500	17339,94	900	1 451 353

Tableau (IV.33) : Bilan générale du tronçon SR6-R9

ϕ (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amt} (DA)	Bilan (DA)
315	7 275 616,28	535 159	7 810 775
400	6 742 609,89	869 034	7 611 644
500	6 587 448,21	1 451 353	8 038 801

D'après le bilan, on opte pour le diamètre économique **400 mm** avec une vitesse acceptable de **0.96 m/s**.

IV.8-Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons

Tableau (IV.34) : Tableau récapitulatif des diamètres choisis

Type d'adduction	Tronçon	Type du matériau de la conduite	La longueur (m)	Le diamètre extérieur (mm)
Gravitaire	PK-SR1	PEHD	1560	315
	SR6-R4	PEHD	1100	200
	R9-R5	PEHD	1500	200
	R9-R6	PEHD	4500	125
	R9-R7	PEHD	4000	125
	R9-R8	PEHD	1000	110
Refoulement	SR1-SR2	PEHD	970	400
	SR2-SR3	PEHD	964	400
	SR3-SR4	PEHD	970	500
	SR4-SR5	Fonte ductile	3000	400+29
	SR5-SR6	Fonte ductile	2000	400+29
	SR6-R9	PEHD	900	400

Le schéma général d'adduction est représenté dans la figure suivante :

Figure (IV.4) : schéma d'adduction

IV.9-Conclusion

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous présumons avoir touché aux grands axes de l'étude technique, nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, ainsi que les frais d'exploitations.

Par conséquent, après cette étude technico-économique pour l'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes qui doivent répondre aux conditions d'exploitations désirées. Dans le chapitre qui va suivre, on fera une étude détaillée pour le choix de pompes pour chaque station de pompage.

Chapitre V : Les pompes

V.1- Introduction

Dans ce présent projet, on considère les pompes centrifuges et cela à cause de leur développement qui a été rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique. Accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement. Elles sont à axes horizontaux ou verticaux, monocellulaires ou multicellulaire (Figure(V.1)).

V.2-Choix de la pompe

- Le débit souhaité ainsi que sa hauteur manométrique correspondante, le rendement de la pompe et le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau sont rapportés sur les courbes caractéristiques de différentes pompes possibles (données par le constructeur).

Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau à élever.

V.3- Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge [5]

V.3.1-Vitesse de rotation

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

V.3.2-Le débit d'une pompe

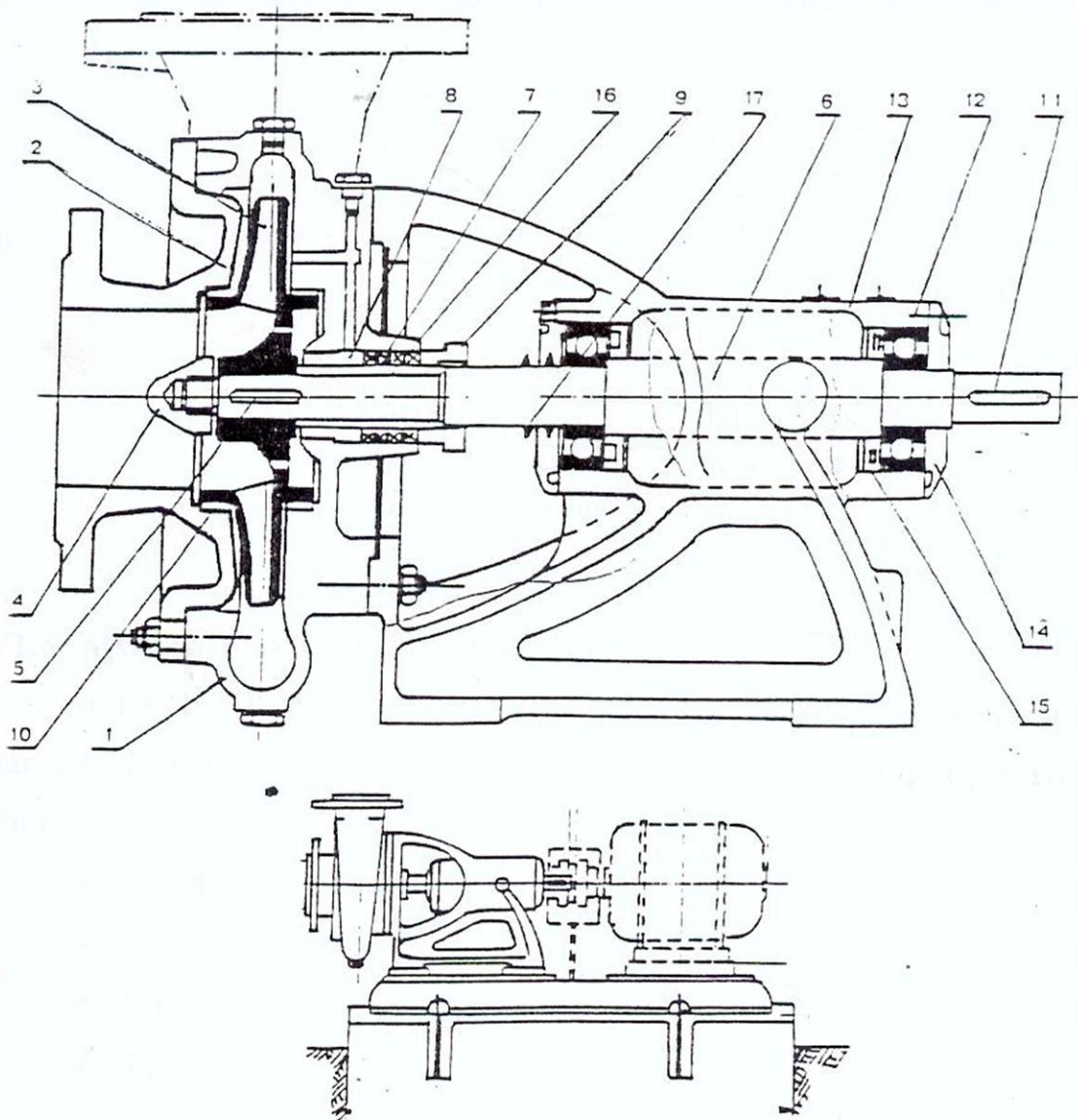
C'est le volume que la pompe doit fournir par unité de temps

V.3.3-La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

- **La hauteur géométrique de refoulement (H_r)**

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



- | | |
|--------------------------------|-----------------------------|
| 1- Corps de pompe | 10- Bague d'étanchéité |
| 2- Couvercle d'aspiration | 11- Clavette d'accouplement |
| 3- Roue centrifuge | 12- Roulement à billes |
| 4- Ecrou de roue centrifuge | 13- Corps du chevalet |
| 5- Clavette de roue centrifuge | 14- Couvercle de palier |
| 6- Arbre | 15- Tôle de recouvrement |
| 7- Garniture de presse-étoupe | 16- Douille de protection |
| 8- Douille | 17- Racler |
| 9- Couvercle de presse étoupe | |

Figure (V.1) : Schéma d'une pompe centrifuge

- La hauteur géométrique d'aspiration (H_a)

C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe électropompe horizontal, pour un groupe vertical elle représente la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage.

Elle est négative pour une aspiration en dépression et positive pour une aspiration en charge.

- Pertes de charges

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

$$HMT = H_r + H_a + J_r \quad (V.1)$$

V.4-Les puissances utiles et absorbées

V.4.1-Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_a), unité de mesure (KW)

V.4.2-Puissance hydraulique (utile)

C'est la puissance transmise au fluide de la pompe.

$$P_u = g Q H \quad (V.2)$$

V.5-Le rendement de la pompe

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe (P_a)

$$\eta_p = P_u/p_a = gQH/P_a \quad (V.3)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée en (KW).
- P_u : Puissance utile.
- η_p :Rendement de la pompe.
- H : Hauteur d'élévation en (m).

V.6-Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

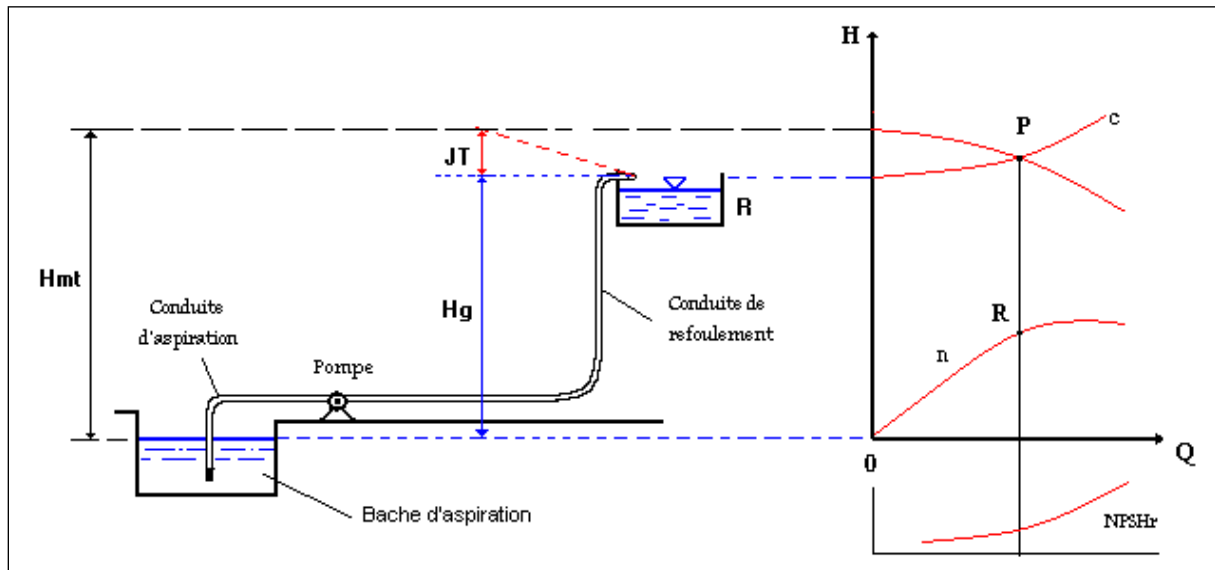


Figure V.2 : Schéma d'un dispositif de pompage.

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

La caractéristique ($H = f(Q)$) à vitesse constante, et donc représentée par une parabole qui coupe l'axe des hauteurs en un point A, dont l'ordonnée (OA) correspond à la hauteur à débit nul où (hauteur de barbotage).

V.6.2-La courbe puissance- débit ($P = f(Q)$)

La caractéristique ($P = f(Q)$), est une parabole qui représente la puissance de débit à vitesse (N) à fournir à l'arbre de la pompe en fonction.

V.6.3-La courbe rendement- débit ($\eta = f(Q)$)

La caractéristique ($\eta = f(Q)$) est une courbe qui exprime les variations des débits en fonction du rendement, Elle présente un maximum pour une certaine valeur du débit, et passe par l'origine.

Le point d'intersection de la courbe «débit- hauteur » avec l'axe des coordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

V.7-Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $Q=f(H)$ et la caractéristique de la conduite $Q=f(\Delta H)$.

V.7.1-Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Il est rare ou l'on trouve que les caractéristiques de la pompe coïncident avec les caractéristiques hydraulique du projet, c'est pourquoi il est parfois nécessaire d'adapter la pompe au projet par les différentes méthodes tel que ; la réduction du temps de pompage, régulation par étouffement (vannage), le rognage de la roue de la pompe ou bien en appropriant la vitesse de rotation.

A-1^{ère} variante : réduction ou augmentation du temps de pompage

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

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps 20 heures est de :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 20 \times Q_2 \quad (\text{V.4})$$

ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q_1 pendant un temps T_1 . Donc on peut écrire :

$$V = T_1 \times Q_1 = 20 \times Q_2 \quad (\text{V.5})$$

$$\text{D'où : } T_1 = 20 \frac{Q_2}{Q_1} \quad (\text{V.6})$$

La puissance absorbée dans ce cas sera :

$$P_1 = \frac{g Q_1 H_1}{\eta} \quad (\text{V.7})$$

B-2^{ème} variante : régulation par étouffement (vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit désiré Q_2 .

La puissance absorbée sera :

$$P_2 = \frac{g \times Q_2 \times H}{\eta} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$$H_1 = H_2 + h \quad (\text{V.9})$$

Où :

-h : perte de charge engendrée par vannage en (m) elle représente la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.

- η : rendement correspondant au point de travail désiré P2 (Q_2, H_2)

C-3^{ème} variante : le rognage de la roue de la pompe

La solution apporter consiste le rognage de la roue de la pompe, et cela dans le but de ramener les deux points de fonctionnement (celui de la pompe et celui désire) à la même position.

Le rognage déterminé par la formule suivante :

$$m = \left(\frac{Q}{Q_1} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H}{H_1} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{D}{D_1} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage
- D et D_1 sont respectivement les diamètres de la roue avant et après le rognage.
- r : Pourcentage de rognage : $r = 1 - m$ (%) (V.11)

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g H_1 Q_1}{\eta_1} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.12})$$

Inconvénient :

- Très difficile à réaliser le rognage de la roue, elle demande une très grande précision.

D-4^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{Tr /min}) \quad (\text{V.13})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.14})$$

V.8-Etude de la cavitation [8]

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît au niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point. A l'intérieur de la vanne atteint à ce point la valeur de la tension de vapeur par la température de l'eau.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense des gaz ou des vapeurs dans le liquide en écoulement dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs vibrants accompagnés de diminution brutale de la hauteur créée et du rendement.

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

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Avec :

-(NPSH)_d: Charge nette d'aspiration disponible

-(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise

- **Pour l'alimentation en charge**

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a + T_v) \quad (V.15)$$

Donc la (NPSH)_d s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

- **Pour l'alimentation en dépression :**

$$NPSH_r = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a + T_v) \quad (V.16)$$

Où :

$$\varpi = g \times \rho \quad (V.17)$$

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m)

H_a : Hauteur d'aspiration (m)

J_a : Perte de charge à l'aspiration (m)

T_v : Tension de vapeur (m)

V.9-Choix du type des pompes pour les différentes stations de pompage

En sachant les points recherchés, le logiciel **CAPRARI** nous donne les pompes suivantes avec leurs caractéristiques pour chaque station :

Tableau (V.1) : caractéristiques des pompes choisies

La station	Nombre de pompes	Type de la pompe	N (tr/min)	Débit (l/s)	Href (m)	Rend (%)	P (Kw)	NPSH (m)
SR1	01	PM 150/ 6 A	1450	112	124	68,9	194	7,81
SR2	03	PM 100/ 3 B	2950	40,5	182	77,2	92.7	4,5
SR3	03	PM 100/ 3 B	2950	39,3	170	77,1	85	4,32
SR4	03	PM 100/ 3 A	2950	39,3	201	77,4	99.4	4,32
SR5	03	PM 100/ 4 C	2950	36.7	225	77,3	106	4
SR6	01	PM 150/ 4 B	1450	79,7	103	79,6	102	2,93

Remarque

Les pompes choisies sont de type multicellulaire à axe horizontal. Les courbes caractéristiques des différentes pompes sont regroupées dans l'annexe 06.

V.10- Vérification de la cavitation

Nous procéderons à la vérification du non cavitation des pompes choisie pour équiper les différentes stations de pompage, les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (V.2) : Vérification de la cavitation

La station	Type de la pompe	H _a	P ₀ /w	H ₀	NPSH _d (m)	NPSH _r (m)	Observation
SR1	PM 150/ 6 A	0	10,33	0,24	10,09	7,81	Non cavitation est vérifiée
SR2	PM 100/ 3 B	0	10,33	0,24	10,09	4,5	
SR3	PM 100/ 3 B	0	10,33	0,24	10,09	4,32	
SR4	PM 100/ 3 A	0	10,33	0,24	10,09	4,32	
SR5	PM 100/ 4 C	0	10,33	0,24	10,09	4	
SR6	PM 150/ 4 B	0	10,33	0,24	10,09	2,93	

V.11-Conclusion

Après avoir fait le choix de nos pompes des différentes stations de pompage, on doit protéger les conduites contre le phénomène transitoire. La protection des conduites sera l'objectif de chapitre suivant.

Chapitre VI : Protection des conduites

VI.1-Introduction

Supposons qu'une conduite fonctionne en régime permanent, le changement de ce régime engendre une série d'ondes de pressions qui se propagent le long de la conduite, en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements, pour reprendre enfin le régime initial, c'est le phénomène **du coup de bélier (transitoire)**.

Ces variations de pressions causées par des changements de régime plus ou moins rapide, voire brusque, entraînent des contraintes sur le matériel, où l'adduction se trouve affectée par ces valeurs extrêmes. Compte tenu de la complexité du phénomène, des méthodes approximatives, graphiques ou numériques ont pris le relais pour permettre aux Ingénieurs de quantifier ce type de phénomène.

VI.2-Vue d'ensemble sur le phénomène

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique [5], 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). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire.

VI.3- Causes du phénomène

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [5] :

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

VI.4- Analyse physique du phénomène

▪ *Première phase :*

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide. A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis qu'aucun débit ne provient de l'amont.

L'eau se comporte alors de manière compressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques « a » jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée (Figure (VI.1)), soit après un temps $T = L/a$, ou L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

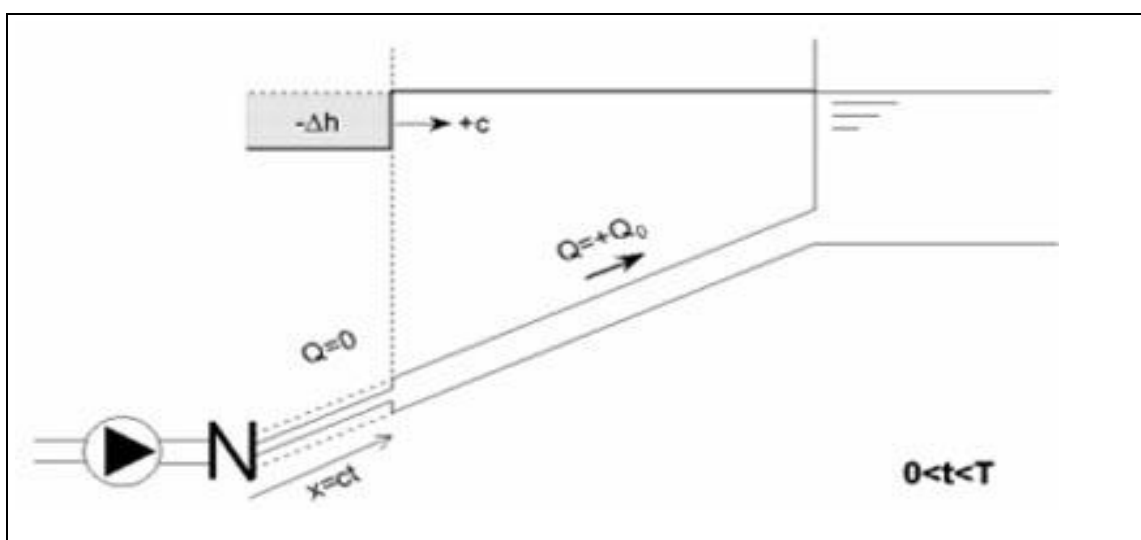


Figure (VI.1) : Contraction de la conduite (phase 1 du phénomène)

▪ **Deuxième phase :**

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans ce dernier, ce qui provoque un écoulement en sens inverse (Figure (VI.2)). Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint la vanne clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène.

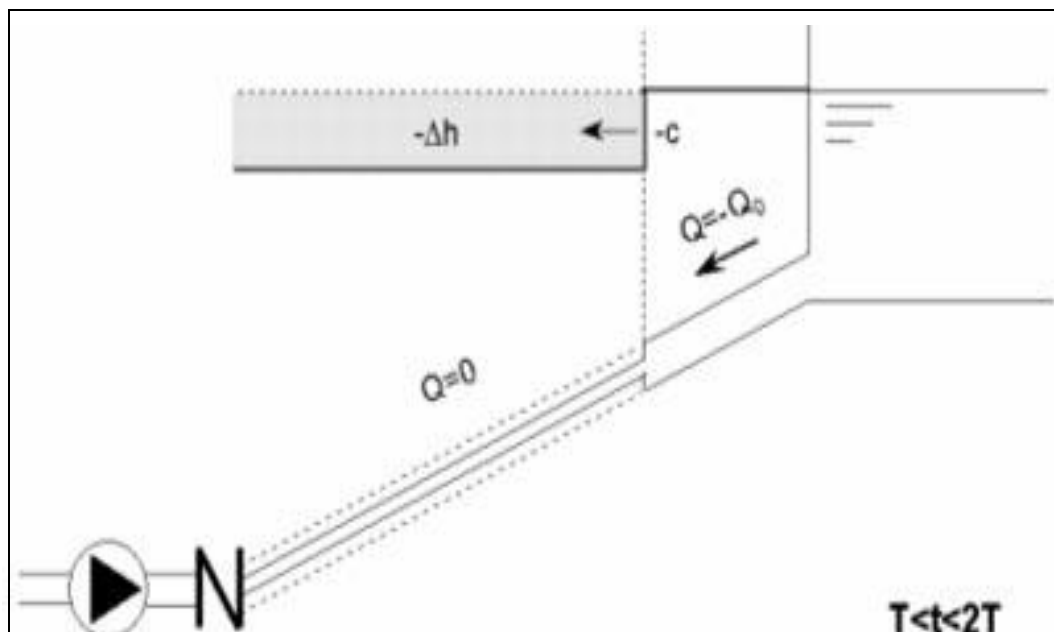


Figure (VI.2) : Ecoulement en sens inverse (phase 2 du phénomène)

▪ **Troisième phase :**

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'à réservoir, ou il arrive au bout du temps $3T$ (Figure (VI.3)).

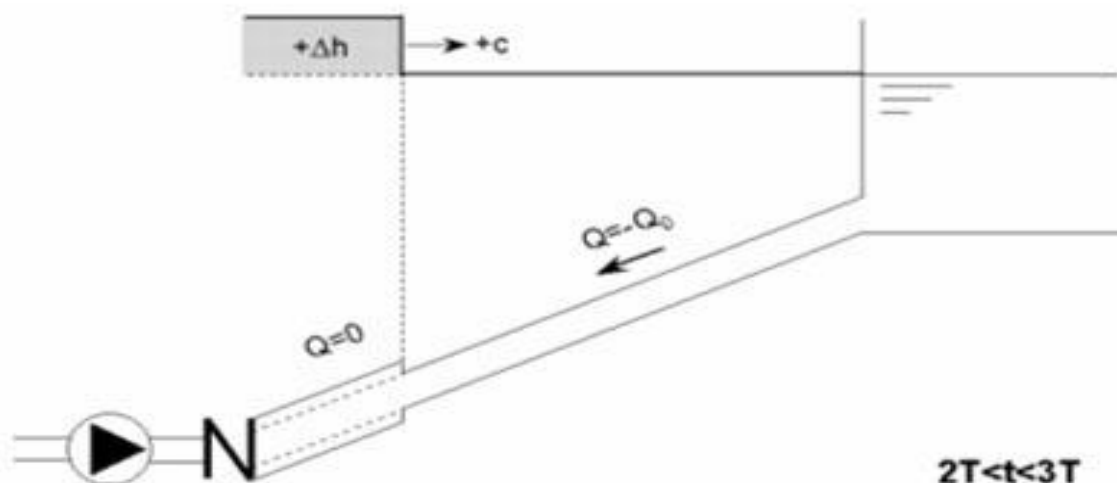


Figure (VI.3) : Distension de la conduite (phase 3 du phénomène)

- **Quatrième phase :**

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes (Figure (VI.4)).

- **Cinquième phase :**

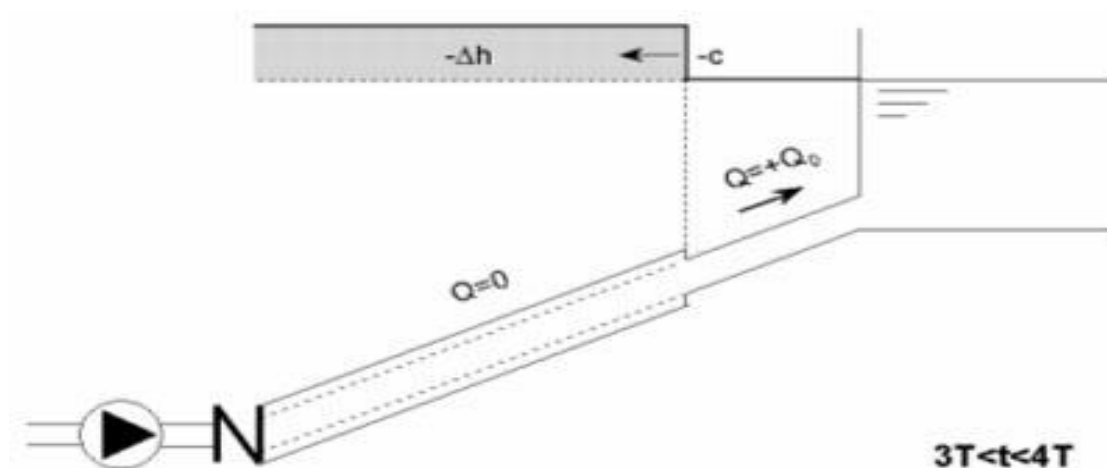


Figure (VI.4) : Retour aux conditions initiales, (phase 4 du phénomène)

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

VI.5- Moyens de protection contre le régime transitoire

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

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.

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie;
- Les soupapes de décharge ;
- Les réservoirs d'admission et de purge d'air ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre ;
- Vanne de fermeture lente.

VI.5.1- Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. 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 (Figure (VI.5)).

Ce système est généralement peu ou non utilisé, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce dernier, ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissibles;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible ou moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

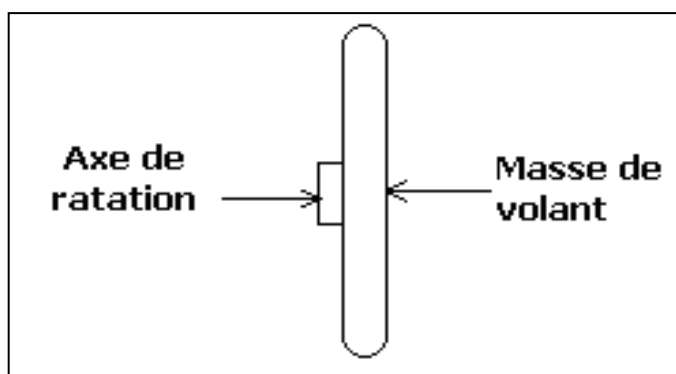


Figure (VI.5): Volant d'inertie

VI.5.2- Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point à la protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible [5].

Cette soupape (Figure (VI.6)) 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.

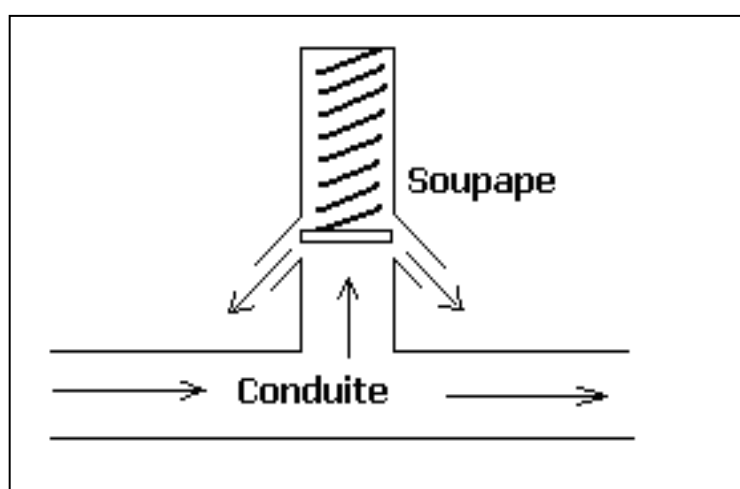


Figure (VI.6): Soupape de décharge

VI.5.3- Soupapes d'admission et de purge d'air

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

VI.5.4- Les ventouses

Ils ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange ou généralement lorsqu'il y'a apparition de la cavitation en un point haut.

VI.5.5- Réservoir d'air

Un réservoir à air comprimé est un récipient fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau (Figure (VI.7)).

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

- Il représente des dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs (cheminée d'équilibre) ;
- Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel .
- Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

Comme il présente certains inconvénients qui sont comme suit :

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

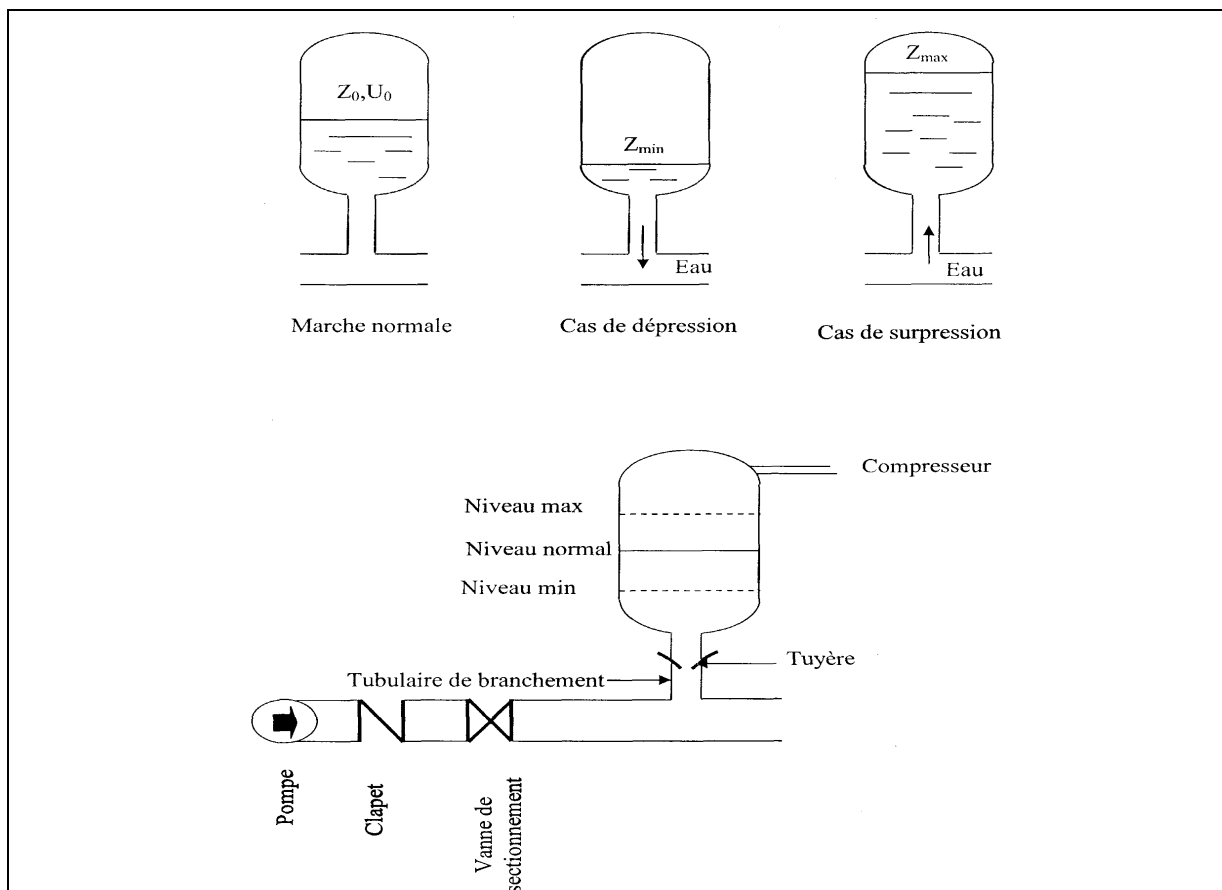


Figure (VI.7): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

VI.5.6- Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies si l'on a la possibilité d'absorber ou au contraire de fournir une certaine quantité d'eau, en fonction de la variation instantanée de pression dans la conduite à protéger, il faut pour cela disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue. Les cheminées d'équilibre sont souvent utilisées au niveau des points hauts, elles sont très rarement utilisées à la station (Figure (VI.8)). Elles présentent certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

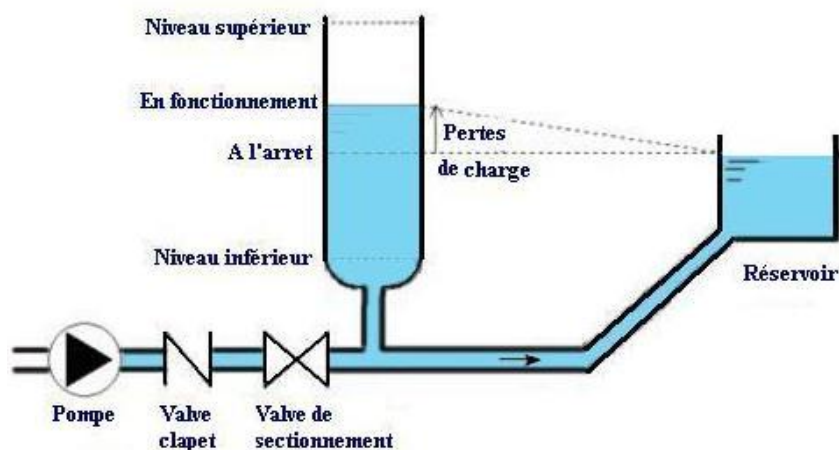


Figure (VI.8): Cheminée d'équilibre

VI.6- Etude du coup de bélier

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

+ La valeur du coup de bélier

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

$$a = \sqrt{\frac{9900}{48.3 + \frac{K \times D}{e}}} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 83 pour le PEHD.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),
- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

- **La valeur maximale de la pression-surpression est :** (Figure (VI.9))

$$H_s = H_0 + B \quad (VI.5)$$

- **La valeur maximale de la pression-dépression est :** (Figure (VI.9))

$$H_d = H_0 - B \quad (VI.6)$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique,
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

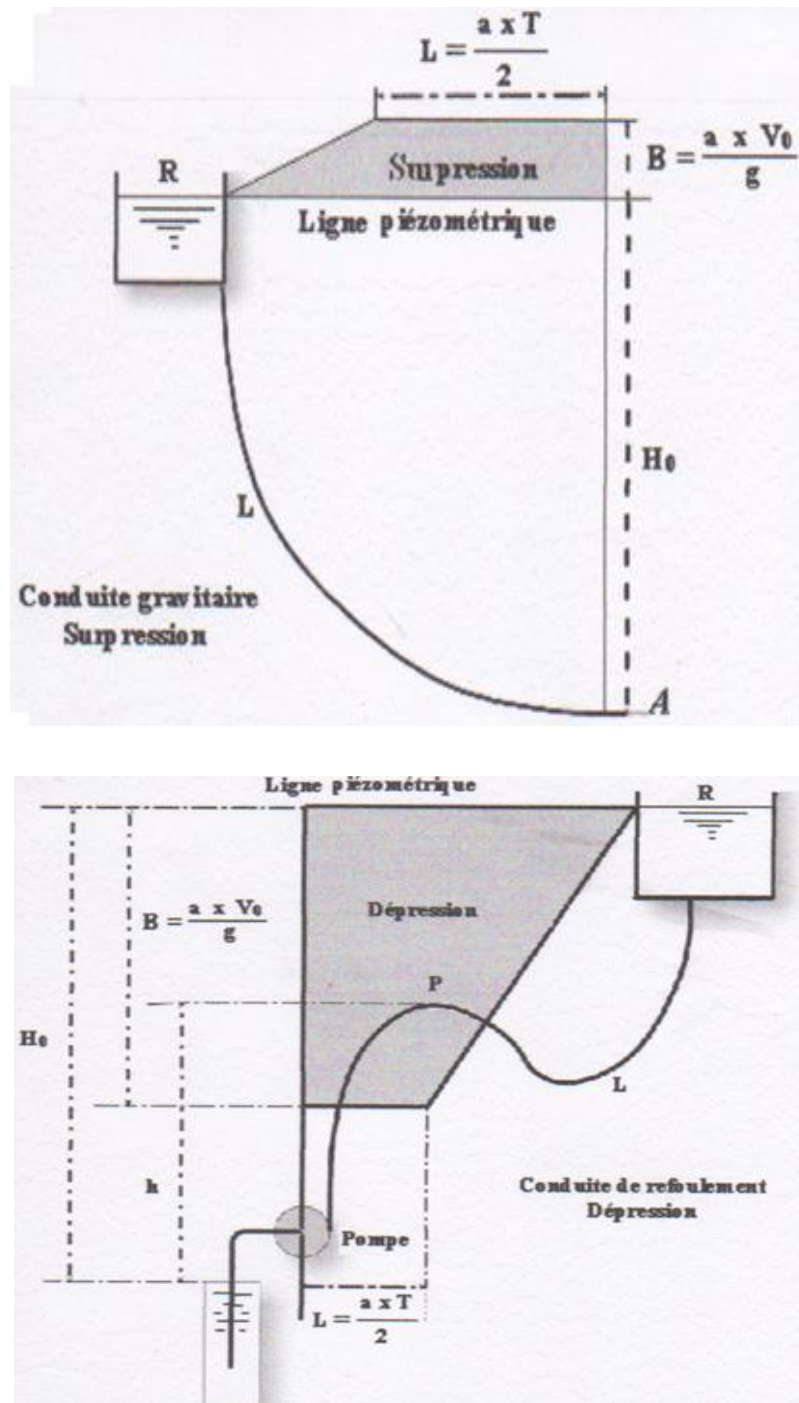


Figure (VI.9) : Les valeurs de la surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement

➤ *2^{ème} Cas : Fermeture lente*

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$.

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VI.7})$$

VI.7- Valeurs numériques du coup de bélier

VI.7.1- Calcul des valeurs du coup de bélier pour les conduites de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les conduites de refoulement

Tronçon	Caractéristiques des conduites										
	D (mm)	K	e (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (mm)	h ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PS
SR1-SR2	400	83	36,3	1.33	117	127	350,70	47.59	164.59	69,41	160
SR2-SR3	400	83	36,3	1.44	173.5	183.5	350.70	51.41	224.91	122.09	160
SR3-SR4	500	83	45.4	0.9	168	178	350.81	32.10	200.10	135.9	160
SR4- SR5	400	1	8,1	0.94	192.5	202.5	1001.67	95.93	288.43	96.57	375
SR5-SR6	400	1	8,1	0.88	220	230	1001.67	89.43	309.43	130.57	375
SR6-R9	400	83	36,3	0.96	100	110	351.71	34.38	134.38	65.62	160

VI.8-Conclusion

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne de refoulement, il existe des légères surpressions au niveau des tronçons SR1-SR2, SR2-SR3 et SR3-SR4, qui dépasse la pression du service (P_s). Par conséquent, on optera pour la protection au moyen des soupapes de décharge.

Et pour les conduites gravitaires, nous avons procédé à l'augmentation du temps de fermeture des vannes (vanne à fermeture lente).

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de conception et d'étude d'un projet d'adduction en eau potable

Lors de cette étude, nous avons fait une étude technico-économique du projet d'alimentation en eau potable en faveur des quatre communes de la daïra de Chemini (Chemini, Souk-Oufella, Tibane et Akfadou) à partir d'un piquage de la conduite principale du transfert de Tichy-Haf-Bejaia et au terme de ceci, nous pouvons constater que sa conception répondra parfaitement aux différents besoins sur un horizon de 25ans.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme (2040), qui sont de **15 825,974 m³/j** soit de **183,171 l/s**, sont bien loin d'être satisfaisants par rapport au débit journalier fourni par les forages existants et les eaux de source de montagne dans la zone d'étude qui est de **6 148,224 m³/j** soit de **71,16 l/s**. Par conséquent, on a un déficit de **112,011 l/s**.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable par la projection d'un point de piquage, avec un débit d'exploitation de **112,011 l/s**.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable des quatre communes et son acheminement, nous avons procédé à projeter de nouvelles stations de reprises et des nouveaux réservoirs et le jumelage des autres réservoirs ainsi que les autres stations.

Pour le dimensionnement des conduites par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables.

Concernant les matériaux des conduites, nous avons opté pour le **PolyEthylène Hautes Densité (PEHD)** et la fonte ductile, pour les avantages qu'ils présentent, en le comparant aux autres matériaux.

Pour l'adduction gravitaire, nous avons utilisé des robinets (vannes papillons) pour augmenter les pertes d'énergies en excès.

Le choix des pompes a été porté sur les pompes centrifuges à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevé, il a été réalisé par le logiciel **CAPRARI**, qui donne des résultats plus précis que l'utilisation d'un catalogue.

Afin de donner une longue durée de fonctionnement pour notre réseau on doit installer des systèmes de protection. Après l'étude du coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène peut survenir dans certains tronçons.

Pour les conduites gravitaires, nous avons procédé à l'augmentation du temps de fermeture des vannes (vanne à fermeture lente).

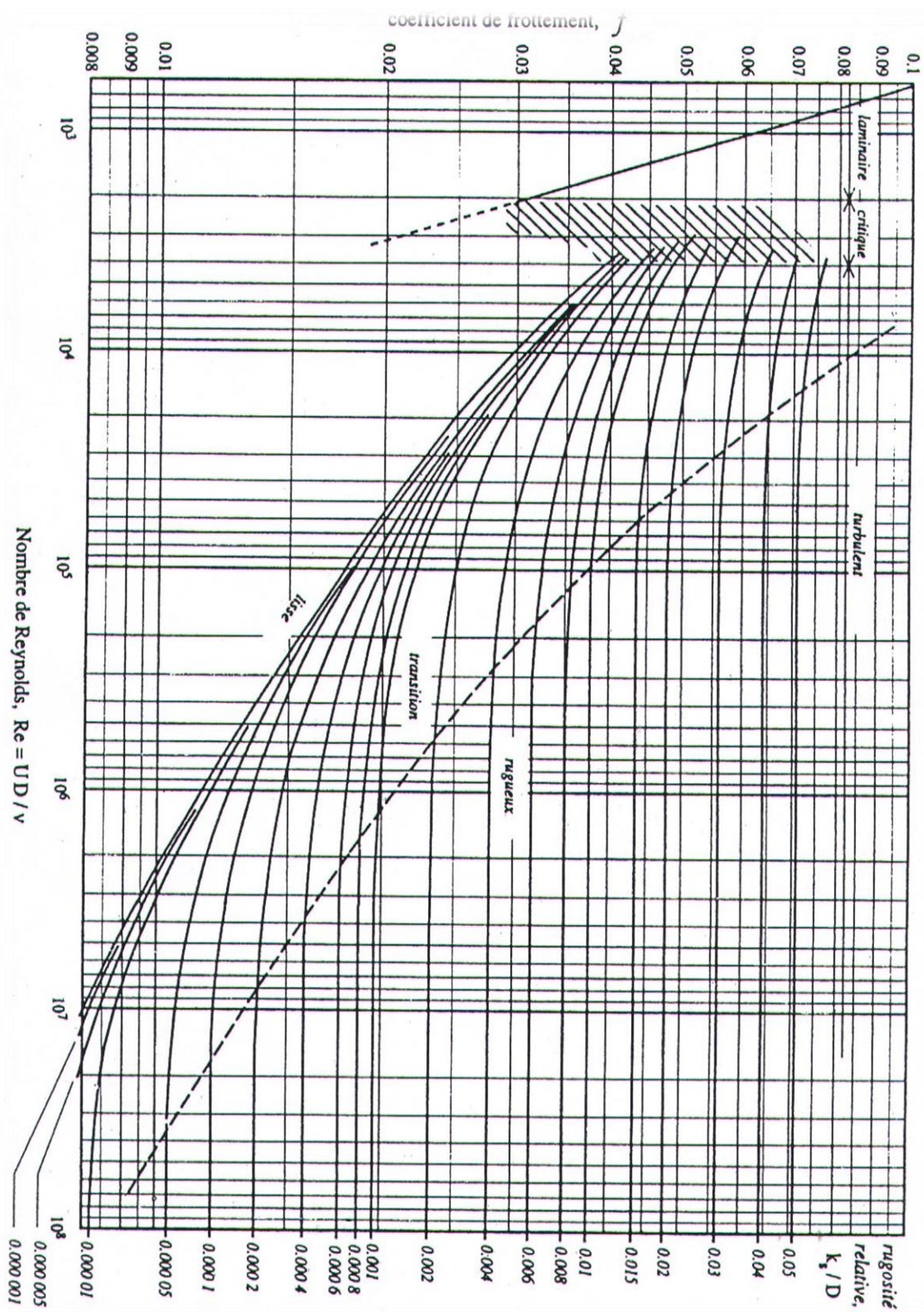
Et pour les conduites par refoulement on a eu à faire à des surpressions, on a alors protégé les différents tronçons contre ce phénomène, en utilisant des soupapes de décharge, pour les tronçons (SR1-SR2), (SR2-SR3) et (SR3-SR4).

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'adduction en eau potable de la daïra de Chemini.

Références bibliographiques

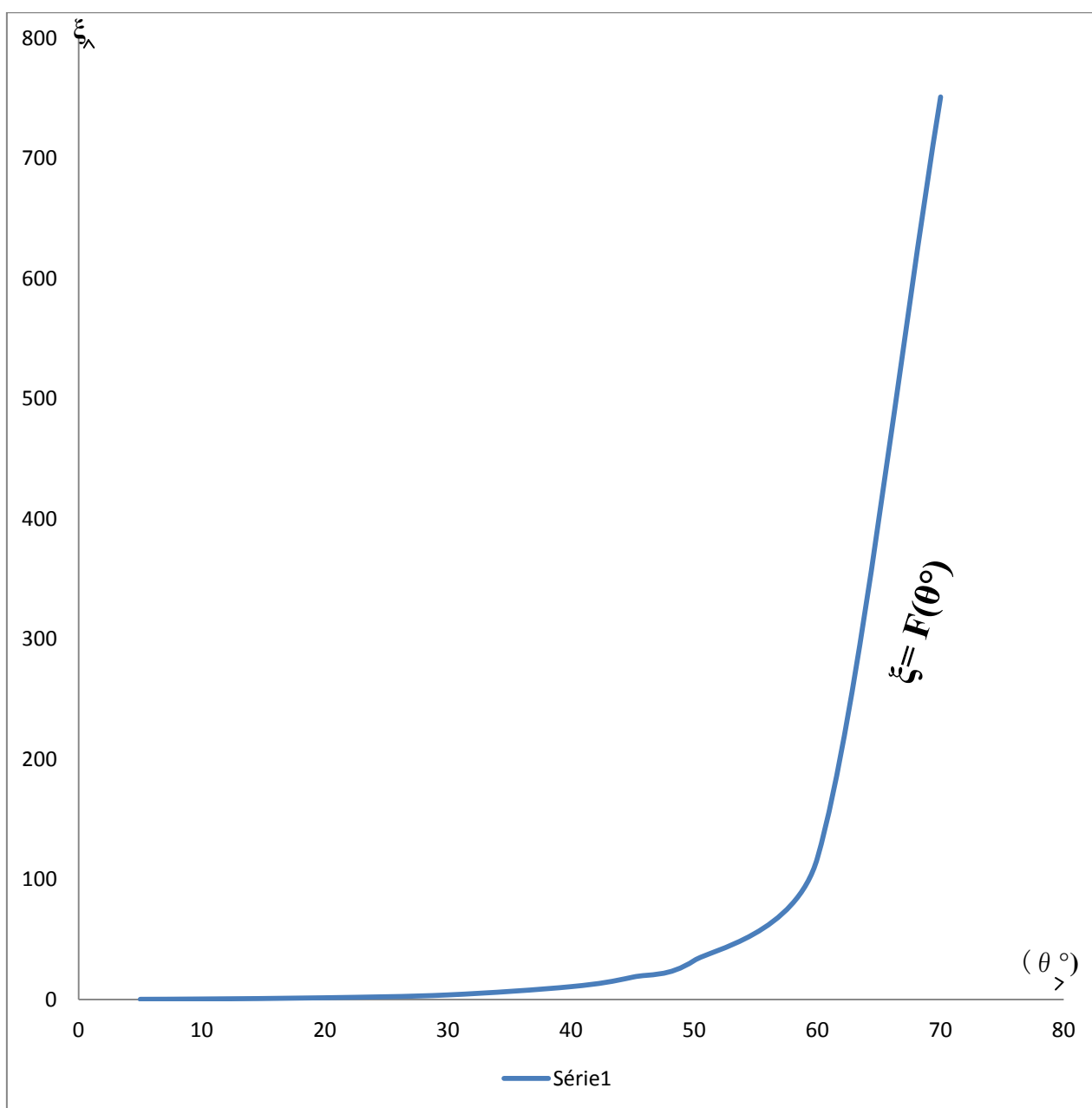
- [1] **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N.:** " Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de THAKHOUKHT, Wilaya de Tizi ousou". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2007.
- [2] **Données recueillies auprès des services :** Subdivision Hydraulique de la commune de Chemini et la direction de Bejaia.
- [3] **DUPONT, A. :**"Hydraulique urbaine", Tome II. Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [4] **HALLOU, F. et MAGDOUDE, H:** "Etude du renforcement de la chaine d'adduction des villages d'AIT SIDI ALI, commune de BARBACHA, wilaya de BEJAIA". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2008.
- [5] **HAMDAOUI, H. et MERZOUGUI, K. :**" Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Sedouk à partir du transfert Akbou—Bejaia à partir du barrage Tchi-Haf ". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2010.
- [6] **HAZI, M. et MOKDAD, M. :**"Etude du projet d'alimentation de l'eau potable de la commune d'Amar willaya de Bouira". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA, 2006.
- [7] **GEOSYSTEM COMPANY-AMCONSULT-GEOSYSTEM CONSULT, JUIN 2011**
- [8] **MAHTOUT, R. et BENMAMAR, T. :**"Alimentation en eaux potable des villages de Beni Mellikeche et Thignathine commune de Tazmalt (W.Bejaia)". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2006.

Annexe (2) : Abaque de Moody



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

Angle d'inclinaison du papillon θ ($^{\circ}$)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70
ξ	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



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

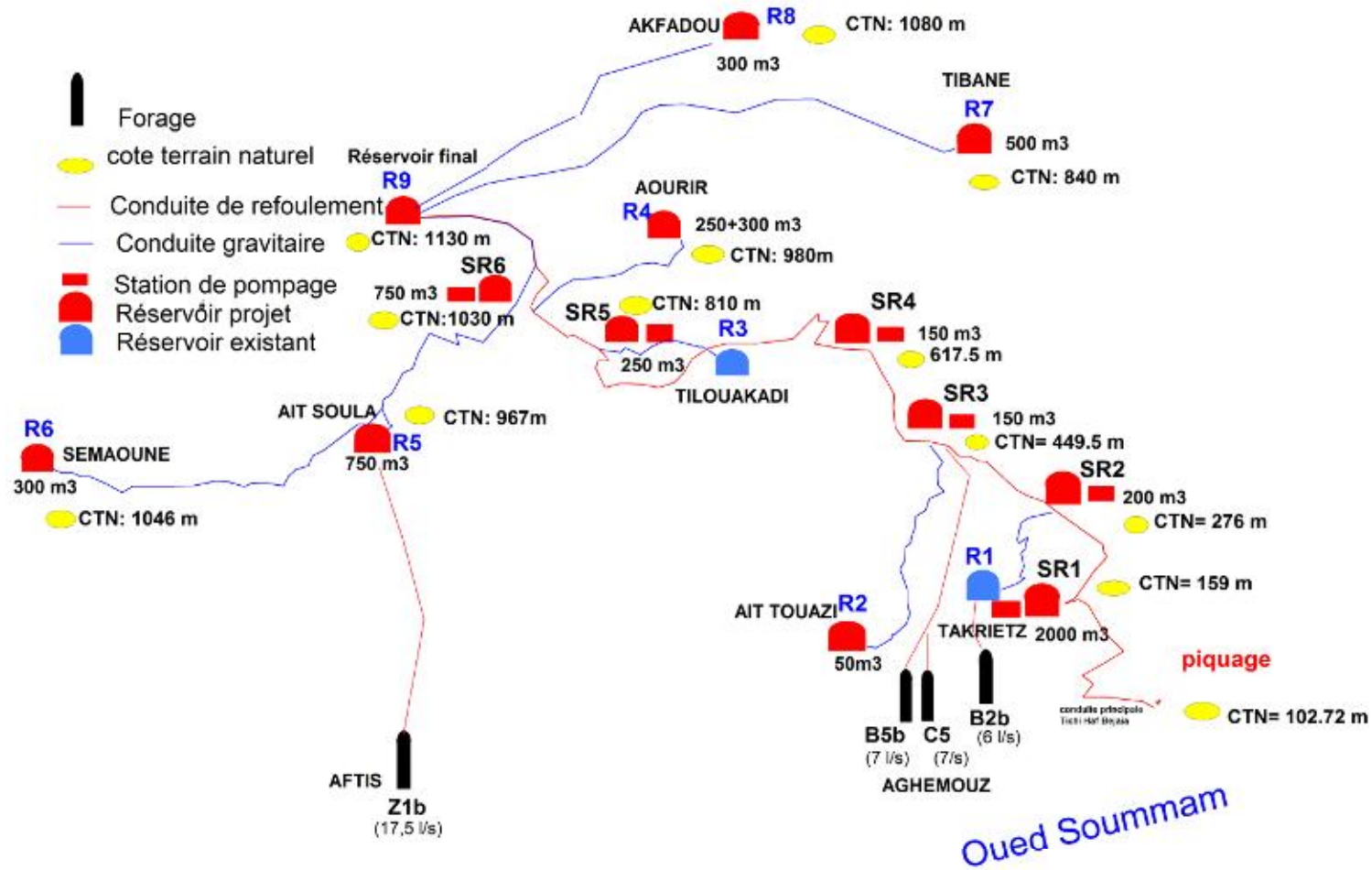
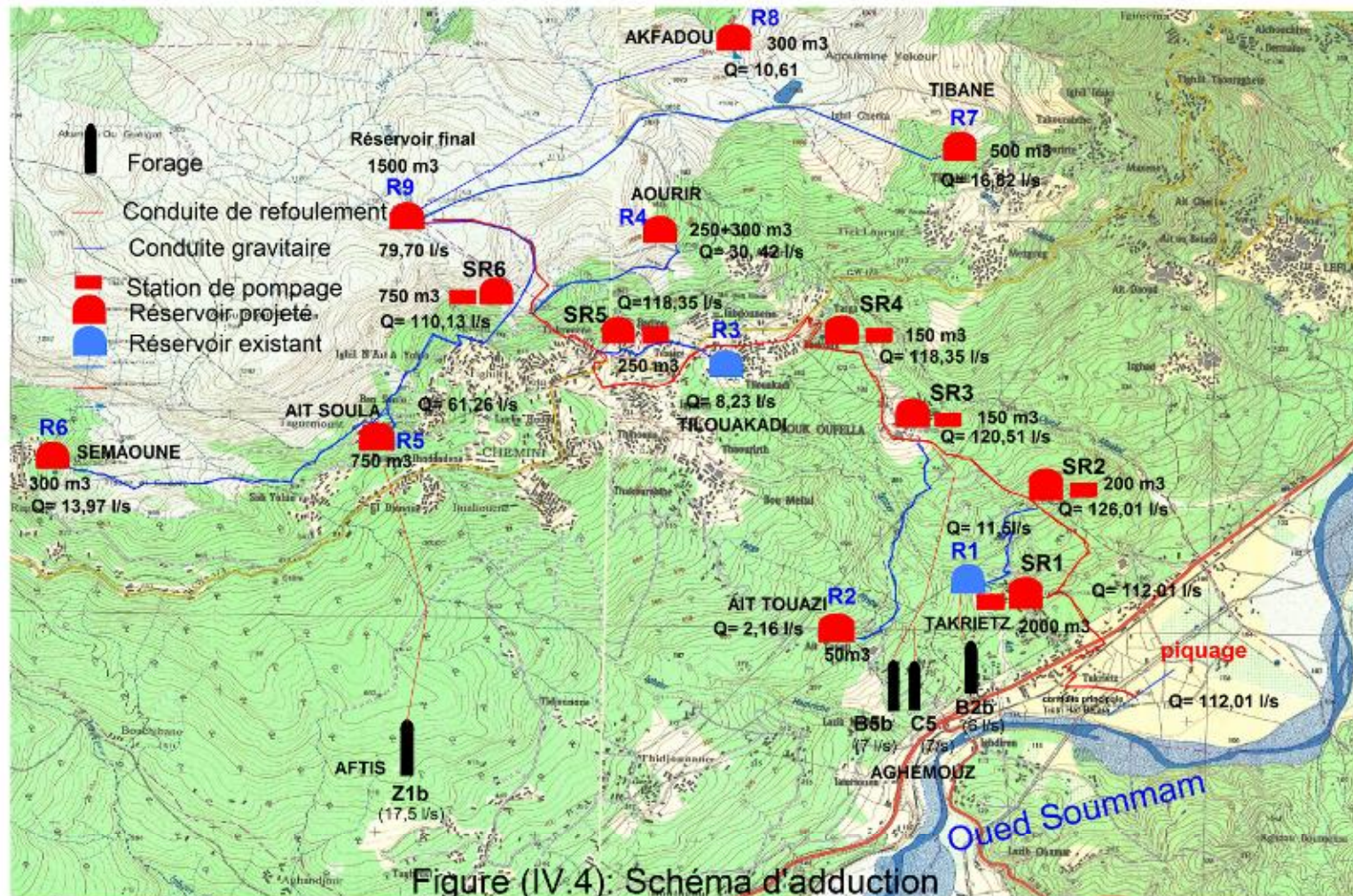


Figure (IV.4): Schéma d'adduction



ملخص

لقد قد منا في عملنا هذا دراسة حول مشروع تدعيم شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب للبلديات الأربعة التابعة لدائرة شيميني عن طريق استغلال مياه سد أقبو تيشي حاف ولاية بجاية على مدى 25 سنة

بعد تقديم المنطقة المعنية بالدراسة وتقديم احتياجاتها من الماء قمنا بتصميم شبكة التزويد بالمياه وتحديد مختلف ابعاد خزانات المياه.

إثر اجرائنا لدراسة تقنية واقتصادية توصلنا الى تحديد قطر أنابيب نقل المياه بين المحطات بعد ذلك اخترنا المحطات المناسبة لرفع المياه الى مختلف محطات الضخ وإعادة الضخ

أخيرا من اجل حماية الانابيب من ظاهرة الطرقة المائية تطرقنا لدراسة وسائل الحماية المناسبة وقمنا باختيار مصارع التفريغ

الكلمات المفتاحية: سد - شيميني - محطات الضخ - الانابيب - مصراع التفريغ

Abstract

We have made our work in this study on the project to strengthen the network of good drinking water supply for the four municipalities of the circle Chemini by exploiting Akbou's dam Tichy-haf water the province of Bejaia over 25 years

After the submission of the area concerned to study and provide their needs for water, we have designed the water supply network and identify the various dimensions of the water tanks.

Following ours to study the technical and economic reached to determine the diameter water pipes transfer between stations then chose the appropriate stations to raise the water to the various pumping stations and re-pumping

Finally, in order to protect the pipes from the phenomenon of water Firecracker our ways to study the appropriate means of protection and we have selected another discharge

keywords : -dam - Chemini - pumping stations - tubes – unloading shutter

Résumer

Dans le présent mémoire, nous avons fait une sur le projet visant à renforcer le réseau d'adduction en eau potable en faveur des quatre communes de la daïra de Chemini en exploitant l'eau de barrage d'Akbou Tichy-haf wilaya de Bejaia à l'horizon de 25 ans.

Après la présentation de la zone concernée à étudier et à fournir à leurs besoins en eau, nous avons conçu le réseau d'approvisionnement en eau et d'identifier les différentes dimensions des réservoirs d'eau.

Pendant notre étude technique et économique on atteint à déterminer le diamètre des conduites de transfert d'eau entre les stations puis choisissez les stations appropriées pour faire monter l'eau aux différentes stations de pompage et re-pompage

Enfin, afin de protéger les tuyaux du phénomène coup de bélier façons d'étudier les moyens appropriés de protection nous avons choisi les soupapes de décharge

Mots-clés : -barrage - Chemini - stations de pompage - tubes - déchargement obturation