



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

AZNI Massinissa

OUSID Abderrezak

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE DU RESEAU D'ALLIMENTATION EN EAU POTABLE DE QUATRE VILLAGES : ZENNOUNA KEBIRA, ZENNOUNA SEGHIRA, LACHBOUR ET MAKHAMRA DE LA COMMUNE D'EL-ACHIR (BORDJ BOUARRERIDJ)

Soutenu le **01 /07 /2018** devant le jury composé de :

Mr BELHOCINE Mohamad	Université de Bejaia	Président
Mr CHENAFI Azzedine	Université de Bejaia	Promoteur
Mr SAKHRAOUI Fouad	Université de Bejaia	Co promoteur
Mr SAOU Abdelhamid	Université de Bejaia	Examineur

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nos sincères remerciements d'adressent à notre encadreur M^r CHENAFI pour ses conseils précieux qu'il nous a donné et ses orientations et le temps qu'il nous a accordé.

Nous tenons aussi à remercier infiniment M^r SAKHRAOUI pour son accueil chaleureux lors de notre déplacement à la wilaya de bordj Bou Arreridj, qui s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer.

Nous remercions profondément tous les enseignants du département d'hydraulique spécialement ceux qui ont contribué à notre formation.

Nos vifs remerciements à : BITOUT Fatima, BENMBAREK Mourad, pour l'intérêt qu'ils ont accordés à notre mémoire et leurs précieuse aide.

Que le président et les membres du jury trouvent ici nos remerciements les plus respectueux pour l'honneur qu'ils ont fait, en acceptant d'examiner et de juger notre travail.

Ce modeste travail n'aura pas vu le jour sans la contribution de nos parents et leurs : soutien, prières et patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis. Ainsi tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

PLAN DE TRAVAIL

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE ET ESTIMATION DES BESOINS

1. Présentation du site	2
1.1. Situation géographique	2
1.2. Situation topographique.....	3
1.3. Situation géologique et hydrogéologique.....	3
1.4. Situation climatologique.....	4
1.4.1. Climat.....	4
1.4.2. Température	4
1.4.3. Pluviométrie.....	4
1.5. Situation démographique.....	5
1.6. Situation hydraulique.....	5
1.6.1. Situation actuelle	5
1.6.2. Situation future	6
2. Estimation des besoins	6
2.1. Estimation de la population future	6
2.2. Choix des normes de consommation.....	8
2.2.1. Domestique	8
2.2.2. Consommations collectives.....	8
2.3. Calcul des besoins en eau	9
2.3.1. Calcul de la consommation moyenne journalière	9
2.3.2. Calcul des besoins domestiques	10
2.3.3. Calcul des besoins collectifs.....	10
2.4. Calcul du débit de consommation maximale et minimale journalière :.....	12
2.5. Variation de la consommation horaire	13
2.5.1. Coefficient d'irrégularité maximal et minimal horaire ($K_{\max h}$) ($K_{\min h}$).....	13
2.5.2. Débit de consommation maximale et minimale horaire	14
Conclusion.....	14

CHAPITRE II : RESERVOIRS

1. introduction.....	15
2. Généralités sur les réservoirs	15
2.1. Définition :.....	15
2.2. Classification des types de réservoirs.....	15
2.3. Choix du type de réservoir.....	16
2.4. Rôle des réservoirs.....	16
2.5. Emplacement des réservoirs	16
2.5.1. Emplacement en élévation.....	16
2.5.2. Emplacement en plan	17
2.5.3. Cas spéciaux	17
2.6. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	17
2.6.1. Conduite d'adduction	17
2.6.2. Conduite de distribution.....	18
2.6.3. Conduite de trop-plein.....	18
2.6.4. Conduite de vidange	18
2.6.5. By-pass	19
2.7. Réserve d'incendie.....	19
2.8. Entretien des réservoirs	20
3. Capacité du réservoir.....	20
3.1. Méthode analytique	20
4. Formes et dimensionnement des réservoirs	21
4.1. Bâche de reprise pour la première station	21
4.2. Bâche de reprise pour la deuxième station.....	23
4.3. Réservoir tampon	23
4-4. Réservoirs terminaux.....	25
Conclusion.....	29

CHAPITRES III : ETUDE DE L'ADDUCTION

1. Introduction	30
2. Types d'adduction	30
2.1. Adduction gravitaire	30
2.2. Adduction par refoulement.....	30

2.3. Adduction mixte gravitaire-refoulement.....	31
3. Choix de tracé	31
4. Choix du type des conduites	32
5. Organes et accessoires d'adduction	33
5.1 Organes de sectionnement	33
5.2 Organes de protection	33
5.3 Organes de régulation	34
5.4 Organes de branchement	34
6. Description de schémas d'adduction	34
7. Etude technico-économique.....	34
7.1 Étude de l'adduction par refoulement.....	35
7.1.1. Calcul de la vitesse	35
7.1.2. Calcul des pertes de charges	35
7.1.2.1. Calcul des pertes de charge linéaires ΔH_L	35
7.1.2.2. Calcul des pertes de charge singulières ΔH_s	37
7.1.2.3. Les pertes de charge totales ΔH_t	37
7.1.3. Détermination de la hauteur manométrique totale HMT.....	38
7.1.4. Puissance absorbée par la pompe	38
7.1.5. Energie consommée par la pompe.....	38
7.1.6. Frais d'exploitation	38
7.1.7. Frais d'amortissement	39
7.2. Etude de l'adduction gravitaire.....	39
8. Calculs de l'adduction.....	40
8.1. Calcul de l'adduction par refoulement	40
8.1.1. Dimensionnement de la conduite du point d'eau du forage à la station de reprise 1.....	40
8.1.2 Dimensionnement de la conduite reliant la station de reprise 1 à station de reprise 2.....	42
8.1.3. Dimensionnement de la conduite station de reprise 2- Réservoir tampon	44
8.2. Etude de l'adduction gravitaire.....	45
8.2.1. Dimensionnement de la conduite du réservoir tampon - point de piquage 1 ..	45
8.2.2. Dimensionnement de la conduite du point de piquage - réservoir Zennouna kebira	46

8.2.3. Dimensionnement de la conduite du point de piquage - réservoir Zennouna Seghira	47
8.2.4. Dimensionnement de la conduite de réservoir tampon – brise de charge	48
8.2.4.1. Brise de charge	48
8.2.4.2. Calcul de brise de charge et son emplacement	48
8.2.4.3. Calcul de tronçon réservoir tampon – Brise charge	49
8.2.5. Dimensionnement du tronçon brise de charge – Réservoir Makhemra	49
8.2.6. Dimensionnement du tronçon brise de charge – Réservoir Lachbour	50
Conclusion.....	52

CHAPITRE IV : ETUDE DU POMPAGE

1. Introduction	53
2. Généralités sur les pompes	53
2.1. Définition	53
2.2. Différents types de pompes	53
2.3. Constituants d'une pompe centrifuge.....	54
2.4. Choix du type de pompe.....	55
2.5. Courbes caractéristiques d'une pompe	55
2.6. Point de fonctionnement	55
2.7. Ajustement du point de fonctionnement	56
2.8. Couplage des pompes	58
2.9. Etude de la cavitation d'une pompe.....	59
3. Choix du type des pompes de notre projet.....	60
3.1. Choix de la pompe immergée	60
3.2. Choix de la pompe de la première station	62
3.3. Choix de la pompe de la deuxième station	63
4. Etude de la cavitation.....	64
4.1. Pompe du forage	64
4.2. Pompe de la première station	64
4.3. Pompe de la deuxième station.....	65
Conclusion.....	66

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITE CONTRE LE COUP DE BELIER

1. Introduction	67
2. Phénomène du coup de bélier	67
2.2. Causes du coup de bélier	67
2.3 Conséquences du phénomène	68
2.4 Moyens de protection anti-bélier.....	68
2.4.1 Volant d'inertie	68
2.4.2 Réservoir d'air	69
2.4.3 Cheminée d'équilibre.....	70
2.4.4 Soupapes de décharge.....	71
2.4.5 Ventouses	71
3. Etude du coup de bélier	71
3.1. Calcul de la célérité.....	72
3.2. La valeur numérique du coup de bélier.....	72
3.2.1. 1 ^{er} cas : Fermeture brusque.....	72
3.2.2. 2 ^{eme} cas : Fermeture lente	73
3.3. Calcul du coup de bélier pour différents tronçon.....	73
Conclusion.....	75

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DISTRIBUTION

1. Introduction	76
2. Type des réseaux.....	76
2.1. Réseau ramifié.....	76
2.2. Réseau maillé.....	76
3. Conditions sur les vitesses et les pressions	77
4. Choix du tracé.....	78
5. Choix du type de tuyau	78
6. Dimensionnement du réseau de distribution	78
6.1. Calcul du débit de pointe	79
6.2. Débit spécifique.....	79
6.3. Débit en route.....	80
6.4. Débit aux nœuds.....	80
6.5. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds pour les différents villages	80

7. Modélisation et simulation du réseau	84
8. Résultats de la simulation	85
Conclusion.....	89

CONCLUSION GENERALE	90
----------------------------------	-----------

Références bibliographique

Annexes

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel (Annuité)

a : La célérité de l'onde (m/s)

a_h : Fraction horaire du débit maximum journalier (%)

b: Valeur du coup de bélier (m)

CTR : Cote du terrain naturel

D : Diamètre de la conduite (mm)

DN : Diamètre nominal de la conduite (mm)

E : Energie consommée par la pompe (KWh)

e : Epaisseur de la conduite (m)

g : Accélération de la pesanteur (m^2/s)

H_0 : Pression absolue dans la conduite (m)

H_a : Hauteur d'aspiration en (m)

H_d : Valeur de dépression (m)

H_{ex} : Charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite (m)

HMT : Hauteur manométrique totale de la pompe (m)

H_r : Charge résiduelle (m)

H_s : Valeur de la surpression (m)

H : Hauteur du réservoir (m)

h : Hauteur de l'eau dans le réservoir (m)

i : Taux d'annuité

J: Pertes de charge linéaire par unité de longueur

J_a : Pertes de charge à l'aspiration en (m)

k: Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie selon le type du matériau de la conduite

K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite

$K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière

$K_{min j}$: Coefficient d'irrégularité minimale journalière

L: longueur de la conduite (m)

L_{i-j} : Longueur du tronçon [i-j] (m)

N : Nombre d'années considérées (années)

N_t : Nombre de tour par minute

N_i : Nombre de consommateurs

$NPSH_{\text{disponible}}$: charge nette disponible à l'aspiration de la pompe

$NPSH_{\text{Requis}}$: charge nette requise à l'aspiration de la pompe

n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement

P : Prix de la conduite (DA)

P : Puissance de pompage en (Kw)

P_0 : Population actuelle de référence (habitants)

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW)

P_m : Pourcentage horaire

P_{moy} : Pluie moyenne (mm)

P_n : Population à l'horizon considéré (habitants)

Q : Débit véhiculé (m^3/s)

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s)

q_i : Dotation journalière (pour différent usage)

$Q_{\text{max } j}$: Débit de consommation maximale journalière (m^3/j)

$Q_{\text{max } j}$: Débit maximal journalier total

$Q_{\text{min } j}$: Débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année (m^3/j)

$Q_{\text{moy } j}$: Débit de consommation moyenne journalière (m^3/j)

Q_n : Débit au nœud (l/s)

Q_p : Débit de pointe (l/s)

Q_r : Débit en route (l/s)

Q_s : Débit spécifique (l/s)

Re : Nombre de Reynolds

SR1 : Première station de pompage

SR2 : Deuxième station de pompage

t_s : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge

t : Durée de fonctionnement de la station par jour

t_p : Nombre d'heure de pompage

T_f : le temps de fermeture (s)

T_{max} : Température maximale ($^{\circ}C$)

T_{min} : Température minimale ($^{\circ}C$)

T_{moy} : Température moyenne ($^{\circ}C$)

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

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

V_b : Volume de brise charge (m^3)

V_i : Volume de la réserve d'incendie (m^3)

V_r : Volume résiduel (m^3)

V_t : Capacité totale du réservoir (m^3)

τ : Taux d'accroissement annuel de la population en pourcentage(%)

D : Diamètre de la conduite (m)

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

g : Accélération de la pesanteur

λ : Coefficient de résistance adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement

η : Rendement de la pompe en %

ν : Viscosité cinématique de l'eau

ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/ m^3)

ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m)

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m)

ΔH_t : pertes de charge totales dans la conduite (m)

ΣL_i : Somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

β_{min} et β_{max} : Coefficients qui dépendent du nombre d'habitants

α_{min} et α_{max} : Coefficients qui tiennent compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail

ΣQ_i : Somme des débits localisés en nœud considéré (l/s)

ΣQ_r : Somme des débits en route du nœud considéré (l/s)

ΔH_T : Perte de charge totale (m)

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m)

λ : Coefficient de pertes de charge

Liste des figures

Figure I.1 : Carte de découpage de Bordj Bou Arreridj en communes.

Figure I.2 : Carte des reliefs d'El Achir.

Figure I.3 : Histogramme de l'évolution de la population.

Figure II.1 Conduite d'adduction

Figure II.2 Conduite de distribution

Figure II.3 Conduites de vidange et trop plein

Figure II.4 Conduite de by-pass

Figure II.5 Système a deux prises

Figure II.6 Système a siphon

Figure III.1 Adduction gravitaire

Figure III.2 Adduction par refoulement

Figure III.3 Adduction mixte gravitaire-refoulement

Figure III.4 Schéma d'adduction

Figure IV.1 Pompe centrifuge

Figure IV.2 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Figure IV.3 Variation de la vitesse d'une pompe centrifuge

Figure IV.4 Rognage de la roue d'une pompe centrifuge

Figure IV.5 Vannage sur la conduite de refoulement

Figure IV.6 Couplage des pompes en série

Figure IV.7 Couplage des pompes en parallèle

Figure IV.8. Courbes caractéristiques de la pompe au niveau du forage

Figure IV.9 Courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la première SR1

Figure IV.10 Courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la deuxième SR1

Figure V.1 Section du volant

Figure V.2 Réservoir d'air anti-bélier

Liste des tableaux

- Tableau I.1** : Tableau des températures de Bordj Bou Arreridj
- Tableau I.2** : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (période 1998-2006).
- Tableau I.3** : Evolution de la population future des quatre villages.
- Tableau I.4** Normes de la consommation domestique.
- Tableau I.5** : Plan national de l'eau retenu au pourcentage de la demande domestique.
- Tableau I.6** : le calcul les besoins domestiques en eau.
- Tableau I.7** : Besoins scolaires et socioculturels actuels et futurs.
- Tableau I.8** : Besoins des différents équipements.
- Tableau I.9** : Récapitulatif des besoins actuels et futurs de notre agglomération.
- Tableau I.10** : Récapitulation des consommations journalières maximale et minimale.
- Tableau I.11** : Valeurs des coefficients β_{\max} et β_{\min} en fonction de nombre d'habitants.
- Tableau I.12** : Déficit à combler pour les 4 villages à l'horizon de 2043.
- Tableau II.1** Evaluation du volume de la première bêche de reprise.
- Tableau II.2** Evaluation du volume du réservoir de tête.
- Tableau II.3** Evaluation du volume du réservoir Lachbour.
- Tableau II.4** Evaluation du volume du réservoir Makhemra.
- Tableau II.5** Evaluation du volume du réservoir Zennouna Seghira.
- Tableau II.6** Evaluation du volume du réservoir Zennouna Kebira.
- Tableau II.7** Tableau récapitulatif des réservoirs projetés.
- Tableau III.1.** Calcul de la HMT du tronçon forage - station de reprise 1.
- Tableau III.2.** Calcul des frais d'amortissement du tronçon forage - station de reprise 1.
- Tableau III.3.** Calcul des frais d'exploitation du tronçon forage - station de reprise 1.
- Tableau III.4.** Bilan du tronçon forage - station de reprise 1.
- Tableau III.5** Calcul de la HMT du tronçon SR1- SR2.
- Tableau III.6** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1 – SR2.
- Tableau III.7** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1– SR2.
- Tableau III.8.** Bilan du tronçon ST1 – SR2.
- Tableau III.9** Calcul de la HMT du tronçon SR2 – Réservoir tampon.
- Tableau III.10** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2 – Réservoir tampon.
- Tableau III.11** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2 – Réservoir tampon.

Tableau III.12 Bilan du tronçon SR2 – Réservoir tampon.

Tableau III.13 Calcul des pertes de charge du tronçon réservoir tampon-point du piquage1.

Tableau III.14 Calcul des pertes de charge du point de piquage - réservoir Zennouna Kebira.

Tableau III.15 Calcul des pertes de charge du point de piquage - réservoir Zennouna Seghira.

Tableau III.16 Calcul des pertes de charge dans la conduite de réservoir tampon – brise de charge.

Tableau III.17 Calcul des pertes de charge de tronçon Brise de charge – réservoir Makhemra.

Tableau III.18 Calcul des pertes de charge de tronçon Brise de charge – réservoir Lachbour.

Tableau III.19 Tableau récapitulatif du réseau de l'adduction.

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

Tableau IV.2 Récapitulatif des caractéristiques de toutes les pompes de notre projet.

Tableau V.1 Calcul des valeurs maximales du coup de bélier pour les différents tronçons.

Tableau VI.1 Evaluation des débits aux nœuds du village de Lachbour.

Tableau VI.2 Evaluation des débits aux nœuds du village de Makhemra.

Tableau VI.3 Evaluation des débits aux nœuds du village de Zennouna Seghira.

Tableau VI.4 Evaluation des débits aux nœuds du village de Zennouna Kebira.

Tableau VI.5 Caractéristiques des conduites du réseau de Lachbour.

Tableau VI.6 Caractéristiques des conduites du réseau de Makhemra.

Tableau VI.7 Caractéristiques des conduites du réseau de Zennouna Kebira.

Tableau VI.8 Caractéristiques des conduites du réseau de Zennouna Seghira.

Tableau VI.9 Pressions et charges aux nœuds du réseau de Lachbour.

Tableau VI.10 Pressions et charges aux nœuds du réseau de Makhemra.

Tableau VI.11 Pressions et charges aux nœuds du réseau de Zennouna Kebira.

Tableau VI.12 Pressions et charges aux nœuds du réseau de Zennouna Seghira.

Introduction générale

L'eau, L'élément le plus répandu sur terre. Pour maintenir ses activités vitales, et exercer sa vie quotidienne, l'Homme a besoin de la disponibilité et la facilité d'accessibilité de ce bien commun.

Avant d'arriver dans nos logements et couler dans nos robinets, l'eau parcourt un long trajet, elle traverse tout un réseau hydraulique constitué de tuyaux de plusieurs mètres et même parfois de plusieurs kilomètres.

La mission d'un réseau hydraulique est d'assurer la production, le transport et la distribution d'eau potable en termes de quantité, qualité et pression convenable en fonction des capacités du système. Tout en respectant la réglementation, en veillant à la sauvegarde de la ressource et en assurant la sécurité des usagers, du public et du personnel. La satisfaction de ces exigences nécessitent de bien dimensionner le réseau.

Dans ce cadre, le sujet de notre mémoire de fin d'études est l'alimentation en eau potable des quatre villages (Lachbour, Makhemra, Zennouna Kebira et Zennouna Seghira) de la Commune d'El Achir Wilaya Bordj Bou Arreridj.

Pour cela, nous allons formuler ce document en six chapitres qui seront les suivants :

- nous commencerons par une présentation globale du site suivie d'une estimation des besoins en eau potable actuels et futurs, tout en tenant compte des ressources existantes afin d'établir un bilan des besoins à satisfaire.
- En deuxième lieu, le calcul et le dimensionnement des ouvrages de stockage projetés sera notre objectif.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des différents tronçons de la chaîne d'adduction tout en respectant les exigences technico-économiques pour la détermination des diamètres nominaux.
- Ensuite nous aurons à faire un choix des pompes qui vont nous assurer un acheminement de l'eau à partir du forage jusqu'au réservoir de stockage.
- Dans le cinquième chapitre nous étudierons le phénomène du coup de bélier et proposer une protection contre ce dernier si c'est nécessaire.
- Nous terminerons notre travail par un dimensionnement des réseaux de distribution dans l'objectif d'assurer une amenée d'eau continue aux abonnés des quatre villages, suivi d'une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

1. Présentation du site

On débute par un aperçu général de notre zone d'étude, c'est un chapitre où on va voir toutes les caractéristiques de cette zone, à savoir : la géographie, topographie, géologie, climat, hydrographie, hydraulique...

1.1. Situation géographique

Dans le nord de l'Algérie, près de la Kabylie la commune d'El Achir (BBA), se situe à environ 11Km à l'ouest de la ville de BBA et à environ 250Km au sud-est de la capitale (Alger), un périmètre d'environ 40 Km et une superficie de 100 Km² environ, elle est à son tour séparée en plusieurs villages dont, Village Makhemra qui se situe au Nord Est du chef-lieu de la commune à une distance de 4 Km, Village Agricole Lachbour se situe à l'Est à une distance de 6 Km, Zennouna Kebira se situe à Nord-Ouest Du chef-lieu de la commune à une distance de 7.5Km.

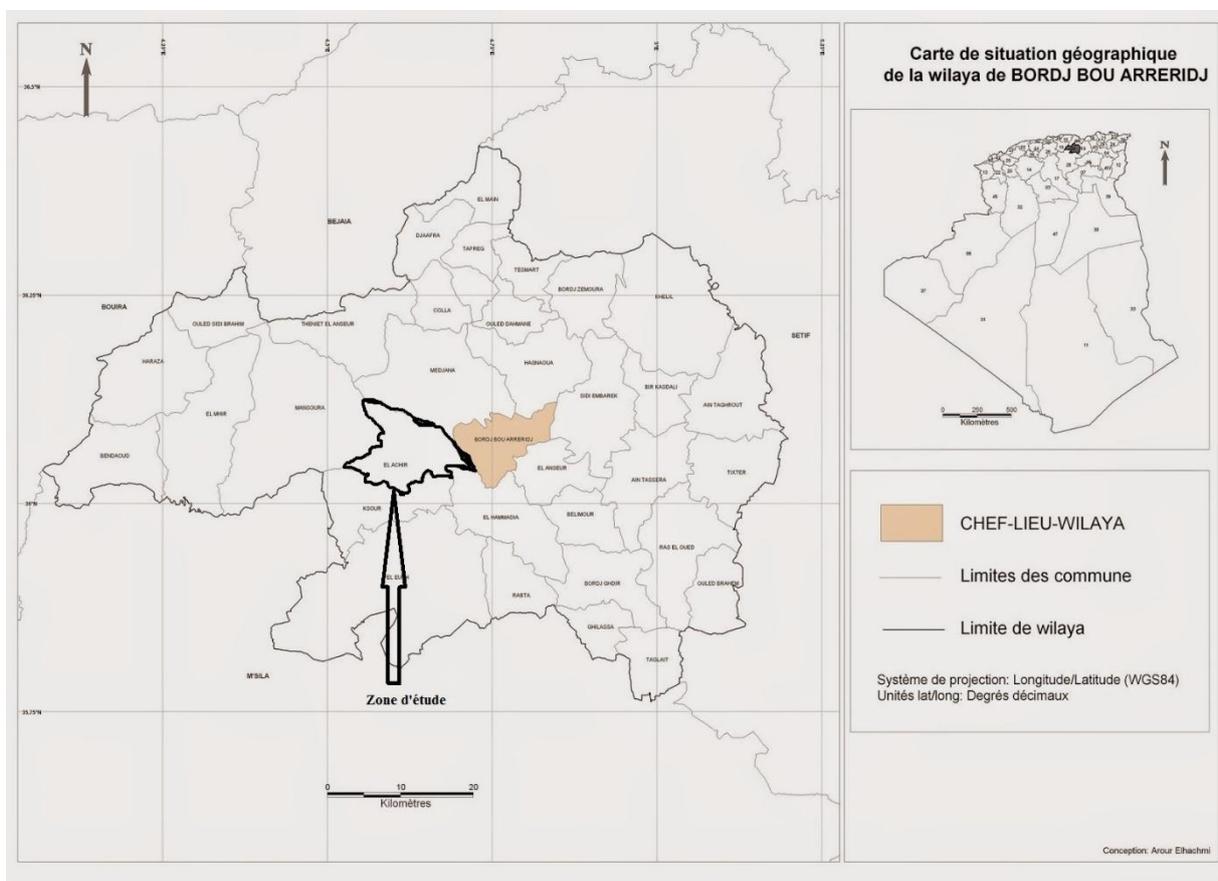


Figure I.1 Carte de découpage de la wilaya de Bordj Bou Arreridj

1.2. Situation topographique

La commune d'El Achir est une zone relativement accidentée, montagneuse, de 20 à 30 % de pente, qui a une altitude qui varie entre 900m et 1100m. Voici une photo tirée de Google earth représentant la forme des reliefs de la commune d'El Achir



Figure I.2 Carte des reliefs d'El Achir

1.3. Situation géologique et hydrogéologique

En se basant sur la carte interprétative de l'agence nationale des ressources hydrauliques, on peut citer quelques caractéristiques géologiques et hydrogéologiques de la zone d'El Achir et ses environs :

- une composition géologique de sable, gravier et quelques alluvions d'argile avec une perméabilité moyenne.
- La région est traversée par un petit nombre d'oueds temporels.
- Elle est caractérisée par l'existence d'un aquifère continu possédant des ressources locales très limitées (sans aquifères importants).

1.4. Situation climatologique

1.4.1. Climat

La région se caractérise par un climat continental, qui offre des températures chaudes en été et très froides en hiver, parmi les plus basses d'Algérie, elle est pluvieuse avec des chutes de neige très importante en hiver

1.4.2. Température

En se basant sur les données climatologiques de la station la plus proche d'El Achir qui est celle de BBA, on voit que la température moyenne de la zone est estimée à 25°C pouvant atteindre un pic de 36°C au mois d'août, pour diminuer jusqu'à une température qui avoisine le 0°C au mois de décembre et janvier, et le tableau (I.1) montre la moyenne, le maximum et le minimum des températures durant les mois de l'année de la zone d'étude.

Tableau I.1 : Températures enregistrées au niveau des stations de la météo de la wilaya de Bordj Bou Arreridj

Mois	Temperature moyenne	Temperature maximale	Temperature minimale
Septembre	26,8	29,1	25,2
Octobre	21,3	23,1	18,7
Novembre	15,4	17	13,5
Décembre	11	13,6	7,9
Janvier	10,1	11,6	8,9
Février	11,9	17,1	9,2
Mars	14,6	17,5	12,5
Avril	16,7	17,7	14,8
Mai	23,2	28	19,5
Juin	28,5	31,8	24,9
Juillet	32	35,3	24
Août	33,2	36,1	31

1.4.3. Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la zone d'étude.

Elles sont exprimées sous forme de lame de pluies, la lame de pluies moyenne interannuelles de la zone d'étude est estimée à 400 mm ; cette valeur est tirée de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établi par L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (période 1998-2006)

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Total
Precipitations moyenne (mm)	20,4	44,4	49,6	67,6	51,2	43,2	51,2	35,6	20,8	8	2,8	6,8	400
Pourcentage des P moy (%)	5,1	11,1	12,4	16,9	12,8	10,8	12,8	8,9	5,2	2	0,7	1,7	100

1.5. Situation démographique

La population de quatre Villages de notre zone d'étude est répartie comme suit :

- Village Makhemra : 868 habitants.
- Zennouna Seghira : 651 habitants.
- Zennouna Kebira : 911 habitants.
- Village agricole (Lachbour) : 1520 habitants.

Ce qui donne une population totale égale à **3950 habitants**.

1.6. Situation hydraulique

1.6.1. Situation actuelle

- **Village Makhemra**

Est alimenté à partir du captage d'une source ayant un débit de **1l/s** et un forage (El kharba) ayant un débit de 2l/s. Le débit de cette source n'arrive pas à satisfaire les besoins actuels du village. Le centre est doté d'un réseau de distribution en bon état, et d'un réservoir de 100 m³ réalisé récemment, et d'une bache de capacité 50m³. Le centre d'étude dispose d'un réseau d'assainissement en bon état.

- **Village Zennouna Seghira**

Actuellement est alimenté à partir d'un forage qui débite 1.5 l/s, la distribution se fait à partir d'un réservoir d'une capacité de 100m³ .et un réseau de distribution en bon état. Le centre dispose d'un réseau d'assainissement en bon état.

- **Village Zennouna Kebira**

Actuellement est alimenté à partir d'un captage qui débite **1.5 l/s**, la distribution se fait à partir d'un réservoir d'une capacité de 100m³ et d'une bache de stockage de 30 m³, et un réseau de distribution neuf.

Le centre dispose d'un réseau d'assainissement en bon état.

- **Village agricole (Lachbour)**

Alimenté à partir d'une source d'un débit de **2l/s** qui ne satisfait pas les besoins en eau de la population, situé à proximité du village. Ce dernier est doté d'un réseau de distribution et d'un réservoir semi-enterré d'une capacité de 300 m³, et un réseau d'assainissement en bon état.

1.6.2. Situation future

Les débits actuels n'arrivent pas à satisfaire les besoins de la population.

Pour faire face au déficit d'eau des 4 villages, l'APC EL ACHIR a réalisé un forage FAYD EL ATROUS d'une profondeur de 160 m, d'un niveau dynamique de 140 m débitant 9l/s. Ce forage est à une distance d'environ 3Km au sud-ouest du chef-lieu de la commune.

2. Estimation des besoins

Pour dimensionner les différentes composantes du système d'alimentation en eau potable, on se base sur les besoins de l'agglomération étudiée.

On distingue plusieurs types (usages) de demandes en eau :

- Domestique,
- Collective (public),
- Industrielle,
- Touristique,

Les consommateurs évoluent d'une année à une autre et diffèrent d'une agglomération à une autre [3].

2.1. Estimation de la population future

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

D'après le dernier recensement effectué par les services d'APC d'El Achir, la population de toute la Commune est estimée à **23101 habitants**, en ce qui concerne les quatre villages de notre présente étude on l'estime à **3950 habitants**.

Pour avoir une idée sur cette population à long terme, nous pouvons faire une estimation.

Voici la relation qui obéit à la loi des accroissements finis donnée par BAHLOUS EL OUAFI [3] :

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

Avec :

P_n = Population à l'horizon considéré.

P_0 = Population actuelle de référence.

τ = taux d'accroissement annuel de la population en pourcentage.

N = nombre d'années considérées

Dans notre cas : $P_0 = 3950$ habitants.

$\tau = 3,05 \%$ (source l'APC d'El Achir).

$n = 25$ ans [2018 ÷ 2043]

Le tableau (I.3) présente le nombre d'habitants actuel pour les différents secteurs, et l'estimation future de la population à court et à long terme :

Tableau I.3 : Evolution de la population future des quatre villages.

villages	Popotation actuelle	Taux d'accroissement	Population en 2030	Population en 2043
Makhamra	868	3,05	1244	1839
Zennouna kebira	911	3,05	1306	1930
Zennouna seghira	651	3,05	933	1379
Lachbour	1520	3,05	2179	3221
Total	3950	3,05	5664	8371

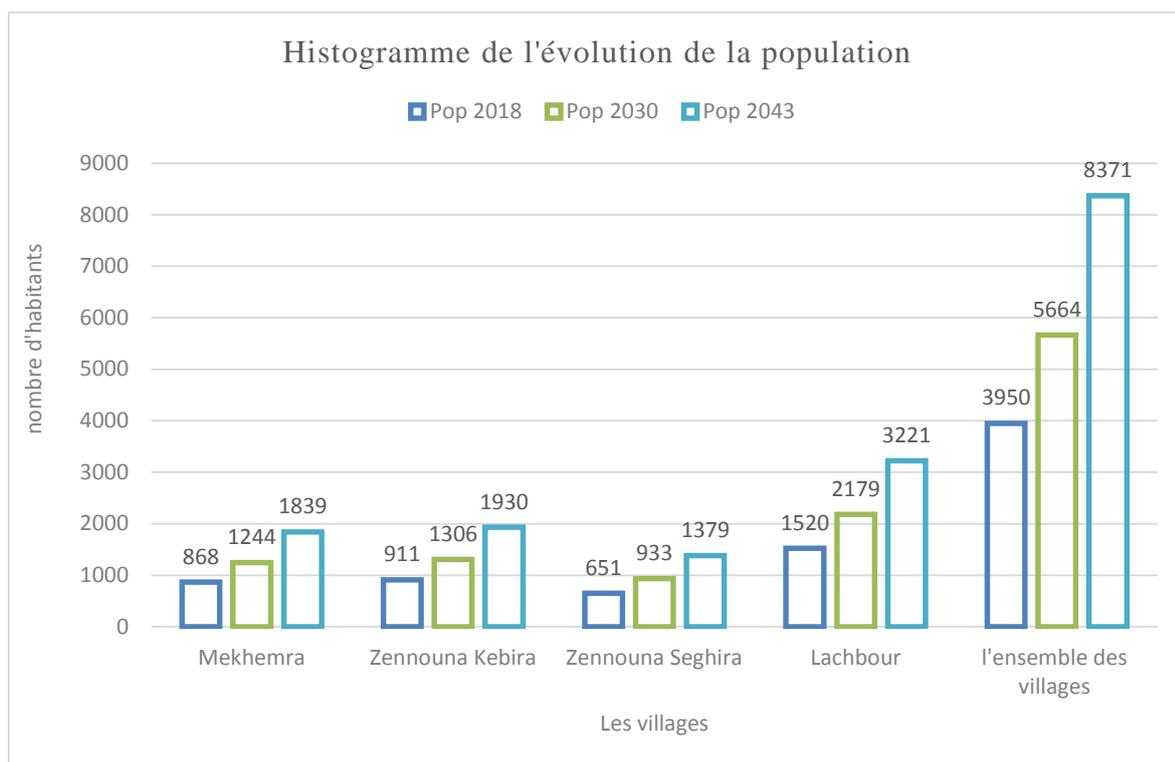


Figure I.3 : Histogramme de l'évolution de la population.

2.2. Normes de consommation

2.2.1. Domestique

Le Nombre, la ressource disponible, l'hygiène et le niveau de vie d'une population déterminent la norme consommation à adopter, elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant, voir le tableau (I.4)

Tableau I.4 Normes de la consommation domestique

Nombre d'habitants	Norme de consommation (l/j/hab)
moins de 3000	115
de 3000 à 15000	115 à 315
de 15000 à 60000	175 à 350
supérieur à 60000	220 à 380

Notre agglomération est classée comme semi urbaine, de ce fait, nous adopterons pour notre région d'étude une dotation de **150l /j / hab.**

2.2.2. Consommations collectives

Il inclue plusieurs secteurs, à savoir :

- **Scolaires et socioculturels**

Chaque village de notre zone d'étude possède une école et une mosquée d'où La norme de consommation scolaire est estimée de 30 à 60 l /j/élève, et nous on opte pour 30 l/J/élève .par ailleurs on estime une dotation de 50 l/j/ fidèle pour les mosquées

- **Autres équipements**

Suite au manque de données concernant la norme de consommation des différents équipements tels que : le commerce, l'administration et l'industrie on s'est référé au plan national de l'eau retenu au pourcentage de la demande domestique illustré dans le tableau I.5.

Tableau I.5 : Plan national de l'eau retenu au pourcentage de la demande domestique

Type d'agglomération	Administration (%)	Commerce (%)	Industrie (%)
Métropole national	30	15	10
Métropole régional	20	10	10
Agglomération urbaine	15	8	10
Agglomération rurale	10	5	5
Agglomération semi-rurale	5	3	2

Comme l'agglomération concernée par notre étude est classée comme étant une agglomération rurale on choisit respectivement : 10%, 5% ,5% de la consommation domestique pour l'administration, le commerce et l'industrie.

- **incendie**

La circulaire interministérielle du 10/12/1951 a fixé une norme de consommation pour l'incendie qui est de l'ordre de 60 m³ pendant 2h, ce débit pouvant être doublé dans les villes notamment la réserve doit être au maximum de 120 m³.

2.3. Calcul des besoins en eau

2.3.1. Calcul de la consommation moyenne journalière

Nous allons tenter de déterminer la consommation moyenne journalière, pour chaque type de consommateurs.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{\text{moy},j} = (q_i \cdot N_i) / 1000 \quad (\text{I.2})$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .

q_i : dotation journalière (pour différent usage).

N_i : nombre de consommateurs.

2.3.2. Calcul des besoins domestiques

Les besoins domestiques en eau de notre population sont illustrés dans le tableau I.6

Tableau I.6 : Calcul des besoins domestiques en eau.

Villages	Poputation actuelle	Population future	Dotation (l/j/hab)	Besoins actuel(m3/j)	Besoins future(m3/j)
Makhamra	868	1839	150	130,2	275,85
Zennouna kebira	911	1930	150	136,65	289,5
Zennouna seghira	651	1379	150	97,65	206,85
Lachbour	1520	3221	150	228	483,15
total	3950	8371	150	592,5	1255,65

2.3.3. Calcul des besoins collectifs

- **Scolaires et socioculturels**

Chaque village de notre zone d'étude possède une école primaire et une mosquée ce qui fait un total de 4 écoles primaires et 4 mosquées dont les consommations sont représentées dans le tableau I.7, on cite que les consommations actuelles ne sont pas les mêmes dans le future.

Tableau I.7 Besoins scolaires et socioculturels actuels et futurs.

Villages	établissements	Effectif		dotation (l/j/effectif)	Besoins (m3/j)		Total (m3/j)	
		2018	2043		2018	2043	2018	2043
Makhemra	Une école	60	127	30	1,8	3,81	11,8	25,01
	Une mosquée	200	424	50	10	21,2		
Zennouna Kebira	Une école	100	212	30	3	6,36	18	38,16
	Une mosquée	300	636	50	15	31,8		
Zennouna Seghira	Une école	160	339	30	4,8	10,17	14,8	31,37
	Une mosquée	200	424	50	10	21,2		
Lachbour	Une école	150	318	30	4,5	9,54	24,5	51,94
	Une mosquée	400	848	50	20	42,4		
Ensemble des villages	4 écoles	470	996	30	14,1	29,88	69,1	146,48
	4 mosquées	1100	2332	50	55	116,6		

- **Autres équipements**

Comme la durée de vie de notre réseau est estimée à 25ans (l'Age moyen des canalisations), nous dressons un tableau pour calculer les besoins en eau potable actuels (2018) et futurs (2043) des différents équipements de la localité étudiée.

Tableau I.8 : Besoins des différents équipements

Villages	Besoins administratifs (m3/j)		Besoins commerciaux (m3/j)		Besoins industriels (m3/j)		Besoins totaux des équipement (m3/j)	
	actuel	futur	actuel	futur	actuel	futur	actuel	futur
Makhamra	13,02	27,58	6,51	13,8	13,79	13,8	33,32	55,18
Zennouna kebira	13,67	28,95	6,83	14,47	14,48	14,47	34,98	57,89
Zennouna seghira	9,77	20,68	4,48	10,34	10,34	10,34	24,59	41,36
Lachbour	22,8	48,31	11,4	24,15	24,15	24,15	58,35	96,61
Total	59,25	125,56	29,63	62,78	62,78	62,78	151,66	251,12

Et voici un tableau récapitulatif de tous les besoins actuels et futurs de toute notre agglomération :

Tableau I.9 : Récapitulatif des besoins actuels et futurs de notre agglomération

villages	besoins domestique (m ³ /j)		besoins socioculturels (m ³ /j)		besoins des équipements (m ³ /j)		besoins totaux (m ³ /j)	
	actuel	futur	actuel	futur	actuel	futur	actuel	futur
makhamra	173,6	275,48	11,8	25,01	33,32	55,17	218,72	355,66
zennouna kebira	182,2	289,5	18	38,16	34,97	57,9	235,17	385,56
zennouna seghira	130,2	206,85	14,8	31,37	24,99	41,37	169,99	279,59
lachbour	304	483,15	24,5	51,94	58,36	96,63	386,86	631,72
total	790	1254,98	69,1	146,48	151,64	251,07	1010,74	1624,9

Après l'estimation détaillée des différents besoins en eau potable de notre agglomération on obtient une demande d'eau potable de **1010.74m³/j** pour l'année courante 2018, et une demande de **1624,9 m³/j** à l'horizon de 2043.

2.4. Calcul du débit de consommation maximale et minimale journalière :

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe une variation des consommations d'eau dans un réseau d'alimentation en eau potable, Cette dernière varie en présentant des maximums et des minimums qui sont caractérisés par des coefficients d'irrégularité maximum et minimum ($k_{\max j}$) et ($k_{\min j}$) tel que:

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{I.3})$$

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

- $Q_{\max j}$: débit de consommation maximale du jour le plus chargé de l'année (m³/j).
- $Q_{\min j}$: débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année (m³/j).
- $Q_{\text{moy } j}$: le débit de consommation moyenne journalière (m³/j).
- $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 ÷ 1,3, dans notre étude $K_{\max,j} = 1,3$.
- $K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 0.7 ÷ 0.9, dans notre étude $K_{\min,j} = 0.9$.

Tableau I.10 : récapitulation des consommations journalières maximale et minimale

Villages	consommation moyenne journaliere (m3/j)		consommation maximale journaliere (m3/j)		consommation minimale journaliere (m3/j)	
	actuel	futur	actuel	futur	actuel	futur
Makhamra	218,72	355,66	284,336	462,358	196,848	320,094
Zennouna kebira	235,17	385,56	305,721	501,228	211,653	347,004
Zennouna seghira	169,99	279,59	220,987	363,467	152,991	251,631
Lachbour	386,86	631,72	502,918	821,236	348,174	568,548
Total	1010,74	1624,9	1313,962	2112,37	909,666	1462,41

En intégrant le coefficient d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de l'agglomération, ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction de débit maximum journalier qui est égale à $Q_{\max j} = 2112,37 \text{ m}^3/\text{j}$, c'est-à-dire que $Q_{\max j} = 24,45 \text{ l/s}$.

2.5. Variation de la consommation horaire

2.5.1. Coefficients d'irrégularité maximal et minimal horaire ($K_{\max h}$) ($K_{\min h}$)

Ces coefficients représentent respectivement l'augmentation et la diminution de la consommation horaire durant la journée. Ils tiennent compte de l'accroissement de la population, ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ces coefficients peuvent être décomposés en deux autres coefficients :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{I.5})$$

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{I.6})$$

- α_{\min} et α_{\max} : Coefficients qui tiennent compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, leurs valeurs sont comme suite :

$\alpha_{\max} = 1,2 \div 1,4$ on le prend $\alpha_{\max} = 1,3$. $\alpha_{\min} = 0,4 \div 0,6$ on le prend $\alpha_{\min} = 0,5$

- β_{\min} et β_{\max} : Coefficients qui dépendent du nombre d'habitants et seront déterminés par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau I.11 : Valeurs des coefficients β_{\max} et β_{\min} en fonction de nombre d'habitants.

Nombre d'habitants	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Dans notre cas le nombre d'habitants est de 8371 habitants, avec interpolation on trouve que :

$$\beta_{\text{Max}}=1,34 \quad ; \quad \beta_{\text{Min}}=0,33$$

D'où :

$$K_{\text{max h}} = 1,34 \times 1,3 = 1,72 \quad ; \quad K_{\text{min h}} = 0,33 \times 0,5 = 0,165$$

2.5.2. Débit de consommation maximale et minimale horaire

Les débits de consommation maximale et minimale horaire sont fonction du coefficient d'irrégularité maximum et minimum horaire et de la consommation maximale journalière, les formules de calcul de ces débits sont les suivantes :

$$Q_{\text{max h}} = (Q_{\text{max j}}/24) \times K_{\text{max h}} = (2112,37/24) \times 1,72 = \mathbf{151,38 \text{ m}^3/\text{h}}$$

$$Q_{\text{min h}} = (Q_{\text{max j}}/24) \times K_{\text{min h}} = (2112,37/24) \times 0,165 = \mathbf{14,52 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Tableau I.12 : Déficients à combler pour les 4 villages à l'horizon de 2043

villages	Ressources mobilisées(m3/j)			Besoins (m3/j)	Déficit (m3/j)
	actuelles	forage	totales		
Makhamra	259,2	170,86	430,06	462,8	32,74
Zennouna kebira	129,2	179,32	308,52	501,2	192,68
Zennouna seghira	129,2	128,13	257,33	327,1	69,77
Lachbour	172,8	299,28	472,08	821,2	349,12
Total	690,4	777,59	1467,99	2112,3	644,31

Conclusion

La comparaison du débit maximum journalier (2112,37 m³/j soit 24 l/s) et le débit d'exploitation des sources et le forage Fayde El Atrousse qui sont de l'ordre (1468 m³/j soit 16,99 l/s) nous conduit à dire que, les besoins de la population sont supérieurs au débit des ressources mobilisées à l'horizon de 2043.

De ce fait, une autre source d'alimentation sera nécessaire pour subvenir aux besoins de toute la population, le transfert à partir du barrage d'Ain zada sera l'une des meilleures solutions pour combler le déficit enregistré.

Chapitre II : RESERVOIRS

1. introduction

Le but de ce chapitre est de dimensionner tous les ouvrages de stockage nécessaires pour assurer un bon fonctionnement de notre réseau.

2. Généralités sur les réservoirs [1]

2.1. Définition :

On appelle réservoir, un ouvrage de forme circulaire ou rectangulaire destinée à emmagasiner un liquide : l'eau pour notre cas

2.2. Classification des types de réservoirs

On peut classer les réservoirs selon plusieurs critères, à savoir :

- le type de matériau
 - réservoirs métalliques
 - réservoirs en maçonnerie
 - réservoirs en béton arme fabriqué ou précontraint
- la situation par rapport au sol
 - réservoirs enterrés
 - réservoirs semi- enterrés
 - réservoirs surélevés
- la forme géométrique
 - circulaires
 - rectangulaires
 - quelconque (sphérique, conique ...).
- la considération esthétique
 - affirmer les fonctions de l'ouvrage.
 - s'intégrer au paysage.

2.3. Choix du type de réservoir

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir, sont :

- les facteurs économiques.
- conditions topographiques de la région à desservir.
- conditions hydrauliques de la distribution : volume de réservoir, pression à assurer.
- la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.
- type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

2.4. Rôle des réservoirs

Certes, la fonction la plus importante d'un réservoir est de stocker de l'eau, mais aussi il assure plusieurs autres avantages, qui sont les suivants :

- une exploitation simple et facile
- régularisation du fonctionnement des pompes
- une assurance des pressions nécessaires en tout point du réseau
- combler le manque aux heures de pointes
- maintenir l'eau à une température constante

2.5. Emplacement des réservoirs

2.5.1. Emplacement en élévation

L'alimentation du réseau s'effectue par une simple gravité, pour cette raison le réservoir doit se trouver à un niveau supérieur à celui de l'agglomération à desservir, en général le niveau de réservoir est celui de son radier, ce niveau est tenu compte de :

- du niveau du point de distribution le plus élevé (les immeubles de grande hauteur n'étant toutefois pas pris en compte).
- De la nécessité d'assurer en ce point une charge suffisante (au moins de 5 mètres).
- Des pertes de charges à vaincre sur le trajet réservoir-point de distribution.

2.5.2. Emplacement en plan

Il est important de placer le réservoir le plus près possible des utilisateurs pour réduire les pertes de charge par conséquent les diamètres des conduites afin de minimiser le coût du projet. Sans tenir compte du type distribution (continue ou discontinue).

2.5.3. Cas spéciaux

- **Réservoir secondaire d'équilibre**

Ces réservoirs assurent une pression d'alimentation suffisante dans les quartiers les plus éloignés de réservoir principal, ils permettent aussi d'éviter un excès de hauteur du réservoir principal, hauteur qui pourrait provoquer des pressions excessives chez certains utilisateurs.

- **Réservoir d'étagement**

On fait appel au réservoir d'étagement pour annuler la différence de pression entre les parties hautes et basses du réseau.

- **Immeubles très élevés**

Pour assurer l'alimentation des étages supérieurs des immeubles très élevés, hors de portée de réservoir, on doit les munir d'installations de surpression (pompes généralement).

2.6. Equipements hydrauliques des réservoirs

2.6.1. Conduite d'adduction

Le remplissage du réservoir peut se faire de deux manières, soit en noyant la conduite d'adduction, soit en chute libre.

Le bout de cette conduite doit être muni d'un flotteur

- robinet flotteur en cas d'adduction gravitaire.
- interrupteur flotteur en cas d'adduction par refoulement

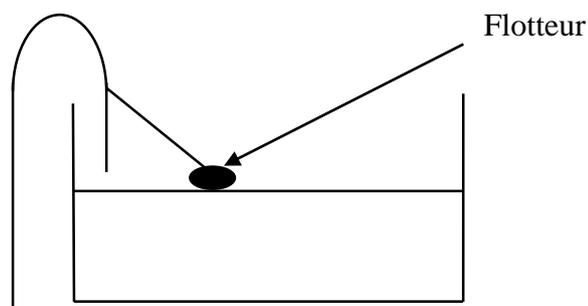


Figure II.1 conduite d'adduction

2.6.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution est généralement placée à une hauteur de 20cm au-dessus du radier du réservoir, afin d'éviter toutes sortes de dépôts de boues dans les conduites. Un minimum de 50 cm aussi au-dessus du la conduite de distribution doit être réservé en cas d'abaissement du plan d'eau, pour éviter la pénétration de l'air dans les conduites.

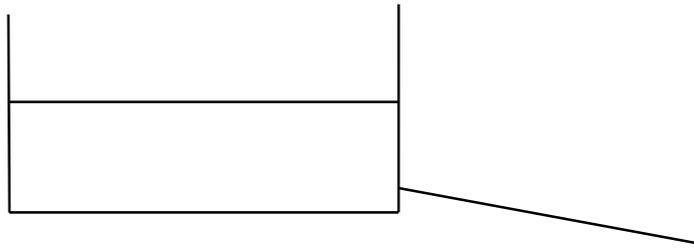


Figure II.2 Conduite de distribution

2.6.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite est destinée à évacuer toutes les eaux provenant au réservoir, si ce dernier est arrivé au niveau maximum, elle a une extrémité sous forme d'entonnoir placée au niveau maximum que doit atteindre l'eau dans le réservoir, et une autre extrémité en dehors du réservoir.

2.6.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve généralement au point le plus bas du réservoir, elle permet sa vidange totale en cas de nettoyage ou toutes sortes de maintenances, elle est raccordée à la conduite de trop-plein.

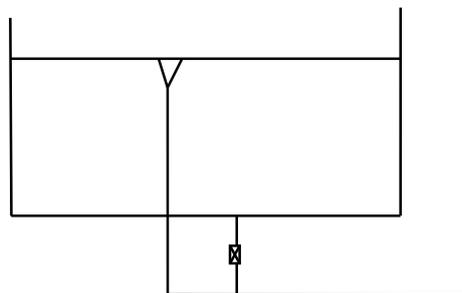


Figure II.3 Conduites de vidange et trop plein

2.6.5. By-pass

Souvent, dans les réseaux d'eau potable, on relie la conduite d'adduction à celle de distribution pour assurer la continuité de distribution en cas de maintenance du réservoir, c'est ce qu'on appelle by-pass, il est représenté comme suit :

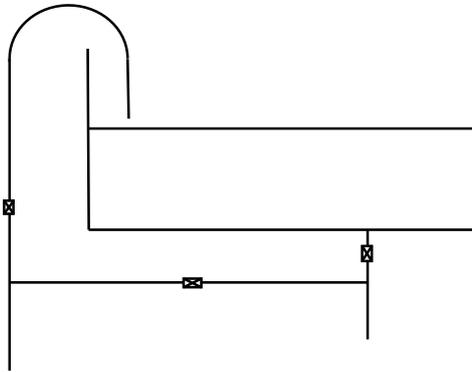


Figure II.4 Conduite by-pass

2.7. Réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être présente en permanence dans le réservoir, on doit interdire son utilisation sauf en cas de besoin, et pour la protéger il y a deux manières

- **Le système a deux prises**

Cette méthode consiste à distribuer l'eau en temps normal par une conduite qui se situe au-dessus du volume de la réserve d'incendie en ouvrant la vanne 2, et au cas extrême, on fait distribuer ce volume par une conduite qui se situe au fond du réservoir en ouvrant la vanne 1.

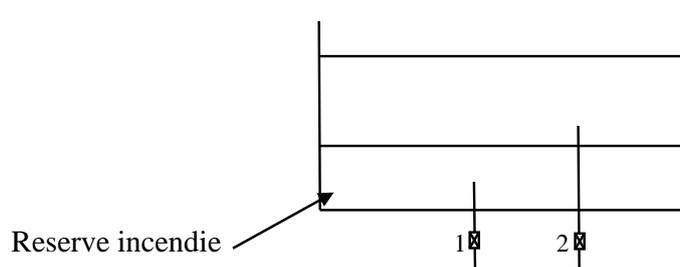


Figure II.5 système a deux prises

- **Système a siphon**

Contrairement au système précédent, celui-ci consiste à distribuer toujours d'une conduite située au fond du réservoir, cette conduite est muni d'un siphon en dehors a la même hauteur que la réserve d'incendie.

En temps normal on ouvre les vannes 1 et 3, sinon ça sera 2 et 3.

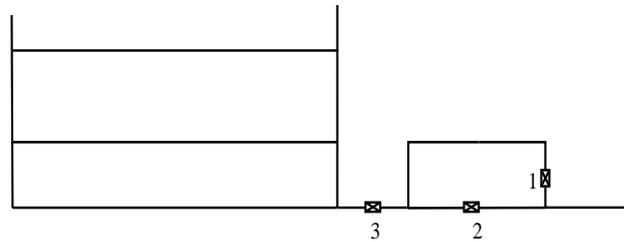


Figure II.6 système a siphon

2.8. Entretien des réservoirs

Un réservoir doit être entretenu en permanence afin d'éviter d'éventuelles fissures et cassures des parois et du fond de celui-ci, les étapes suivante vent assurer cet entretien

- isolation et vidange de la cuve
- vérification des parois et du fond de la cuve
- élimination des dépôts
- réparation des dommages
- désinfection
- remise en service

3. Capacité du réservoir

Le volume d'eau que peut contenir un réservoir, il est déterminé en fonction du débit entrant et du débit sortant.

On peut calculer la capacité du réservoir suivant deux méthodes

3.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le volume restant dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{(a_h \times Q_{\max j})}{100} \quad (\text{II.1})$$

Où

V_r : volume résiduel (m^3)

a_h : fraction horaire du débit maximum journalier (%)

$Q_{\max j}$: le de consommation maximale journalière (m^3/j)

On note aussi que la capacité du réservoir ne se détermine pas qu'avec la consommation, mais aussi on doit rajouter le volume d'incendie qui est de l'ordre de $60 m^3$ pendant 2h, ce débit pouvant être doublé dans les villes notamment la réserve doit être au maximum de $120 m^3$.

D'où :

$$V_t = V_r + V_i \quad (II.2)$$

V_t : la capacité totale du réservoir (m^3)

V_i : volume de la réserve d'incendie (m^3)

4. Formes et dimensionnement des réservoirs

Dans notre étude on a à dimensionner un réservoir pour chaque village (réservoirs terminaux), un réservoir de tête (réservoir tampon) et deux bâches de reprise.

- Réservoir tampon : c'est un réservoir qui se trouve au niveau du réseau d'adduction qui est généralement alimenté par une conduite d'adduction à l'amont, qui va à son tour alimenter une autre conduite à l'aval
- Bâche de reprise : les bâches de reprise son des réservoirs qui servent pour alimenter directement les stations de pompages
- Réservoirs terminaux : sont des réservoirs places à la fin du réseau d'adduction, qui servent à la distribution des eaux vers le réseau d'alimentation

La forme circulaire est généralement choisie pour les réservoirs ayant une capacité inférieure à $10000 m^3$, ce qui nous conduit à choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur du réservoir est choisie généralement entre 3 et 6 m, un optimum de 4 à 5 m pour les agglomérations de petite et moyenne importance.

4.1. Bâche de reprise pour la première station

Dans notre étude on a deux bâches de reprise, la première va se situer juste à la sortie du forage et la deuxième sera placer à une altitude optimale entre la première station et le réservoir tampon, elles sont alimentées par le pompage à partir du forage avec un débit de **9 l/s**. le tableau suivant nous permettra de dimensionner cette bâche de reprise.

Tableau II.1 évaluation du volume de la première bêche de reprise

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus	Déficit	Cumul
0--1	4,17	5		0,83	2,49
1--2	4,17	5		0,83	3,32
2--3	4,17	5		0,83	4,15
3--4	4,17	5		0,83	4,98
4--5	4,17	5		0,83	5,81
5--6	4,17	5		0,83	6,64
6--7	4,17	5		0,83	7,47
7--8	4,17	5		0,83	8,3
8--9	4,17	5		0,83	9,13
9--10	4,17	5		0,83	9,96
10--11	4,17	5		0,83	10,79
11--12	4,17	5		0,83	11,62
12--13	4,17	5		0,83	12,45
13--14	4,17	5		0,83	13,28
14--15	4,17	5		0,83	14,11
15--16	4,17	5		0,83	14,94
16--17	4,17	5		0,83	15,77
17--18	4,17	5		0,83	16,6
18--19	4,17		4,17		12,43
19--20	4,17		4,17		8,26
20--21	4,17		4,17		4,09
21--22	4,17		4,17		0
22--23	4,17	5		0,83	0,83
23--24	4,17	5		0,83	1,66
Total	100	100	16,17	16,17	-

La capacité de la bêche de reprise sera alors déterminée en fonction du débit pompe à partir du forage, sa formule de calcul est la suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{(a_h \times Q_{\text{max}})}{100} \quad (\text{II.3})$$

$$V_{\text{bache}} = \frac{(16,6 \times 777,6)}{100} = 129 \text{ m}^3$$

On aura à choisir dans ce cas un volume normalisé de **150 m³**

-on fixe la hauteur de l'eau dans la bêche à **h=4 m**

-son diamètre sera de **D=6,41 m**

La hauteur de la bête est **H=4,63 m**

4.2. Bête de reprise pour la deuxième station

La bête de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bête de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bête}} = Q_{\text{max j}} * t = \frac{10,6 * 3600}{1000} * 0,25 = 9,54$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total.

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$)

$$V_{\text{bête}}=9,54\text{m}^3$$

4.3. Réservoir tampon

On aura aussi un seul réservoir de tête à dimensionner qui sera au point le plus haut de notre réseau d'adduction, il joue un rôle de tampon qui sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage, pour le distribuer vers les différents réservoirs terminaux de chaque village, il se déterminera avec le débit transite (adduction plus le déficit), sa formule de calcul sera la suivante :

Tableau II.2 évaluation du volume du réservoir de tête

Heures	Apport forage (%)	Autre apport (%)	Apport total	Sortie (%)	Surplus	Déficit	Cumul
0--1	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		1,3235
1--2	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		1,764666667
2--3	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		2,205833333
3--4	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		2,647
4--5	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		3,088166667
5--6	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		3,529333333
6--7	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		3,9705
7--8	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		4,411666667
8--9	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		4,852833333
9--10	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		5,294
10--11	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		5,735166667
11--12	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		6,176333333
12--13	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		6,6175
13--14	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		7,058666667
14--15	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		7,499833333
15--16	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		7,941
16--17	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		8,382166667
17--18	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		8,823333333
18--19	0	1,96083333	1,96083333	4,1666667		2,205833333	6,6175
19--20	0	1,96083333	1,96083333	4,1666667		2,205833333	4,411666667
20--21	0	1,96083333	1,96083333	4,1666667		2,205833333	2,205833333
21--22	0	1,96083333	1,96083333	4,1666667		2,205833333	0
22--23	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		0,441166667
23--24	2,647	1,96083333	4,60783333	4,1666667	0,44116667		0,882333333
Total	52,94	47,06	100	100	16,17	16,17	

$$V_r = \frac{a_h \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{II.4})$$

$$V_r = \frac{8,82 \times 1468,8}{100} = 129 \text{ m}^3$$

On note aussi que la capacité totale du réservoir est déterminée en rajoutant le volume d'incendie qui sera de l'ordre de 60 m³ vu que c'est une zone rurale.

$$V_t = V_r + V_i$$

Où

V_t : volume totale du réservoir (m³)

V_i : volume pour incendie (m³)

$$V_t = 129 + 60 = 189 \text{ m}^3$$

De ce fait on va opter pour un volume nominalisé de **200 m³**

On fixe aussi la hauteur de l'eau dans le réservoir à **h=4m**

D'où **D=7,77m H=4,21m**

4-4. Réservoirs terminaux

Les réservoirs terminaux constituent ceux de tête des réseaux d'alimentation de deux villages (Lachbour et Makhemra).

a) Réservoir Lachbour Tableau

II.3 évaluation du volume du réservoir Lachbour

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus	Déficit	Cumul
0--1	4,17	0,75	3,42		3,42
1--2	4,17	0,75	3,42		6,84
2--3	4,17	1	3,17		10,01
3--4	4,17	1	3,17		13,18
4--5	4,17	3	1,17		14,35
5--6	4,17	5,5		1,33	13,02
6--7	4,17	5,5		1,33	11,69
7--8	4,17	5,5		1,33	10,36
8--9	4,17	3,5	0,67		11,03
9--10	4,17	3,5	0,67		11,7
10--11	4,17	6		1,83	9,87
11--12	4,17	8,5		4,33	5,54
12--13	4,17	8,5		4,33	1,21
13--14	4,17	6		1,83	-0,62
14--15	4,17	5		0,83	-1,45
15--16	4,17	5		0,83	-2,28
16--17	4,17	3,5	0,67		-1,61
17--18	4,17	3,5	0,67		-0,94
18--19	4,17	6		1,83	-2,77
19--20	4,17	6		1,83	-4,6
20--21	4,17	6		1,83	-6,43
21--22	4,17	3	1,17		-5,26
22--23	4,17	2	2,17		-3,09
23--24	4,17	1	3,17		0,08
Total	100	100	23,54		

$$V_r = \frac{a_h \times Q_{\max j}}{100}$$

$$V_r = \frac{(14,35+6,43) \times 821,23}{100} = 170 \text{ m}^3$$

$$V_t = 170 + 60 = 230 \text{ m}^3$$

On va opter pour une capacité nominalisée de **250 m³**

h=4m

D=8,57m

H=4,33m

b) Réservoir Makhemra

Tableau II.4 évaluation du volume du réservoir Makhemra

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus	Déficit	Cumul
0--1	4,17	0,75	3,42		3,42
1--2	4,17	0,75	3,42		6,84
2--3	4,17	1	3,17		10,01
3--4	4,17	1	3,17		13,18
4--5	4,17	3	1,17		14,35
5--6	4,17	5,5		1,33	13,02
6--7	4,17	5,5		1,33	11,69
7--8	4,17	5,5		1,33	10,36
8--9	4,17	3,5	0,67		11,03
9--10	4,17	3,5	0,67		11,7
10--11	4,17	6		1,83	9,87
11--12	4,17	8,5		4,33	5,54
12--13	4,17	8,5		4,33	1,21
13--14	4,17	6		1,83	-0,62
14--15	4,17	5		0,83	-1,45
15--16	4,17	5		0,83	-2,28
16--17	4,17	3,5	0,67		-1,61
17--18	4,17	3,5	0,67		-0,94
18--19	4,17	6		1,83	-2,77
19--20	4,17	6		1,83	-4,6
20--21	4,17	6		1,83	-6,43
21--22	4,17	3	1,17		-5,26
22--23	4,17	2	2,17		-3,09
23--24	4,17	1	3,17		0,08
Total	100	100	23,54		

$$V_r = \frac{(14,35+6,43) \times 462}{100} = 96 \text{ m}^3$$

$$V_t = 96 + 60 = 156 \text{ m}^3$$

La capacité nominale de Zennouna Kebira sera aussi de **200 m³**

H=4m

D=7,05m

H=5,11m

c) Réservoir Zennouna Seghira

Tableau II.5 évaluation du volume du réservoir Zennouna Seghira

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus	Déficit	Cumul
0--1	4,17	0,6	3,57		13,88
1--2	4,17	0,6	3,57		17,45
2--3	4,17	1,2	2,97		20,42
3--4	4,17	2	2,17		22,59
4--5	4,17	3,5	0,67		23,26
5--6	4,17	3,5		-0,67	23,93
6--7	4,17	4,5		0,33	23,6
7--8	4,17	10,2		6,03	17,57
8--9	4,17	8,8	-4,63		12,94
9--10	4,17	6,5	-2,33		10,61
10--11	4,17	4,1		-0,07	10,68
11--12	4,17	4,1		-0,07	10,75
12--13	4,17	3,5		-0,67	11,42
13--14	4,17	3,5		-0,67	12,09
14--15	4,17	4,7		0,53	11,56
15--16	4,17	6,2		2,03	9,53
16--17	4,17	10,4	-6,23		3,3
17--18	4,17	9,4	-5,23		-1,93
18--19	4,17	7,3		3,13	-5,06
19--20	4,17	1,6		-2,57	-2,49
20--21	4,17	1,6		-2,57	0,08
21--22	4,17	1	3,17		3,17
22--23	4,17	0,6	3,57		6,74
23--24	4,17	0,6	3,57		10,31
Total	100	100	4,84		

$$V_r = \frac{(23,93+5,06) \times 327,1}{100} = 94 \text{ m}^3$$

$$V_t = 94 + 60 = 154 \text{ m}^3$$

La capacité nominale de Zennouna Seghira sera aussi de **200 m³**

h=4m

D=7,01m

H=5,17m

d) Réservoir Zennouna Kebira

Tableau II.6 évaluation du volume du réservoir Zennouna Kebira

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus	Déficit	Cumul
0--1	4,17	0,75	3,42		3,42
1--2	4,17	0,75	3,42		6,84
2--3	4,17	1	3,17		10,01
3--4	4,17	1	3,17		13,18
4--5	4,17	3	1,17		14,35
5--6	4,17	5,5		1,33	13,02
6--7	4,17	5,5		1,33	11,69
7--8	4,17	5,5		1,33	10,36
8--9	4,17	3,5	0,67		11,03
9--10	4,17	3,5	0,67		11,7
10--11	4,17	6		1,83	9,87
11--12	4,17	8,5		4,33	5,54
12--13	4,17	8,5		4,33	1,21
13--14	4,17	6		1,83	-0,62
14--15	4,17	5		0,83	-1,45
15--16	4,17	5		0,83	-2,28
16--17	4,17	3,5	0,67		-1,61
17--18	4,17	3,5	0,67		-0,94
18--19	4,17	6		1,83	-2,77
19--20	4,17	6		1,83	-4,6
20--21	4,17	6		1,83	-6,43
21--22	4,17	3	1,17		-5,26
22--23	4,17	2	2,17		-3,09
23--24	4,17	1	3,17		0,08
Total	100	100	23,54		

$$V_r = \frac{(14,35+6,43) \times 501,2}{100} = 104 \text{ m}^3$$

$$V_t = 104 + 60 = 164 \text{ m}^3$$

La capacité nominale de Makhemra sera aussi de **200 m³**

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

$$D = 7,23\text{m}$$

$$H = 4,86\text{m}$$

Voici un tableau récapitulatif portant les dimensions de tous les réservoirs de notre projet

Tableau II.7 Tableau récapitulatif des réservoirs projetés

Reservoir	Capacité (m3)	Diamètre (m)	Hauteur de l'eau h (m)	Hauteur du réservoir H
Tompn	200	7,77	4	4,21
Station de reprise	150	6,41	4	4,63
Lachbour	250	8,52	4	4,33
Mekhamra	200	7,05	4	5,11
Zannouna seghira	200	7,01	4	5,17
Zannouna kebira	200	7,23	4	4,86

Conclusion

Dans le réseau d'AEP on a opté pour sept réservoirs au total :

- Un réservoir ayant une capacité de 250 m³
- Deux bâches ayants des capacités de 150 m³ et 10 m³
- Quatre réservoirs ayants une capacité de 200 m³ chacun

Après les avoir calculé, on peut conclure qu'ils seront capables de garantir l'alimentation en eau des villages à l'horizon de 2043.

Chapitre III :

Etude de l'adduction

1. Introduction

Dans le présent chapitre nous nous intéressons à étudier les accessoires hydrauliques mis en service pour l'acheminement de l'eau du forage jusqu'aux réservoirs de distribution.

2. Types d'adduction

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou la station de traitement vers les réservoirs de distribution. On distingue généralement trois types d'adduction :

2.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, La source d'alimentation en eau se situe à une altitude supérieure à celle de réservoir de desserte de l'agglomération. Elle s'effectue soit par aqueduc, soit avec conduite forcée. Avec les aqueducs il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau. C'est-à-dire sans pression. Grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu.

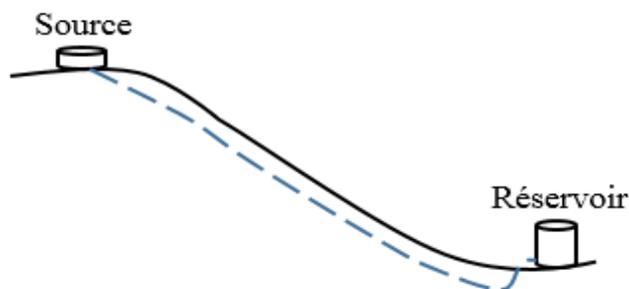


Figure III.1 Adduction gravitaire

2.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, la source de l'eau se situe à une altitude inférieure à celle du réservoir de distribution.

Dans ce cas, les eaux sont relevées à l'aide d'une pompe ou un groupe de pompes.

Lors de l'établissement de la conduite de refoulement. Il est important de bien chercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir de distribution.

Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit de point haut ainsi formé, peuvent donner lieu à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer.

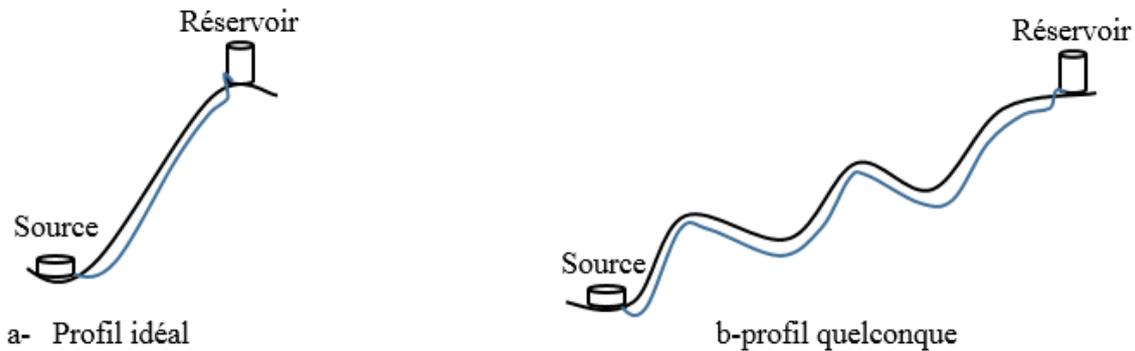


Figure III.2 Adduction par refoulement

2.3. Adduction mixte gravitaire-refoulement

Dans certains cas, la topographie des lieux imposera une adduction mixte gravitaire-refoulement. C'est lorsque la distance entre le point d'eau et le réservoir est importante, ce qui suppose un profil accidenté.

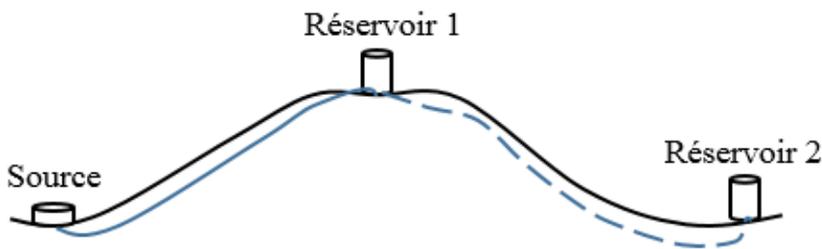


Figure III.3 Adduction mixte gravitaire-refoulement.

3. Choix de tracé [2]

Les conduites d'adduction seront posées le long des routes et des pistes agricoles déjà existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui de terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois objectifs :

- Minimiser les terrassements à exécuter ;
- Vidanger les tronçons des conduites en cas de maintenance curative ou préventive
- Evacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
 - La réduction du débit

- Le gaspillage d'énergie
- Risque d'apparition des coups de bélier

Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments des conduites, ainsi que la formation de poches d'air. Pour protéger et entretenir de la conduite, le profil en long tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés des appareils d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites.

4. Choix du type des conduites

Outre le prix d'achat des conduites, de nombreux facteurs interviennent dans le choix du matériau de la canalisation, on peut citer :

- Les conditions topographiques du terrain (type de relief, instabilité du sol, encombrement du sous-sol).
- Les propriétés mécaniques propres aux tuyaux et aux sols vis-à-vis de la stabilité de cet ensemble tuyau/sol.
- La capacité d'écoulement hydraulique (diamètre, pente, vitesse, coefficient de rugosité, qualités physico-chimique du fluide transporté).
- L'érosion et la corrosion par suite d'attaque physico-chimique, voire biologique.
- Les conditions d'installation de raccordement sur chantier.

Actuellement, il existe au moins 6 types de matériaux pour les conduites utilisées dans les réseaux d'alimentation en eau potable, à savoir : la fonte ductile, l'acier, le béton armé ou non, le PVC, le PE (HD, BD) et le PRV.

Pour notre projet on opte pour l'utilisation de PEHD pour les deux parties refoulement et gravitaire pour ses multiples avantages : [3]

- Bonnes qualités mécaniques.
- Inertie chimique vis-à-vis des sols agressifs.
- Gain substantiel en cout de délai de pose.
- Préserve la bonne qualité des eaux transportées.

En effet, ils sont très souples et léger, d'une grande facilité de pose; en outre leur faible rugosité leur confère une capacité de transport supérieure à celle des tuyaux de même diamètre,

constitués pas un autre matériau. Ils résistent aux agents chimiques et absorbent, facilement, en raison de leur souplesse, les efforts des coups de bélier.

Il existe une large gamme de tuyaux, du diamètre 20 mm au 800 mm avec des pressions de service de 6 à 25 bars.

5. Organes et accessoires d'adduction [4]

5.1 Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie d'adduction en cas de travaux de réparation, ainsi que le réglage de débit. Nous citons :

- **Robinet vanne à opercule**

C'est une sorte d'obturateur épais qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.

- **Robinet vanne papillon**

Est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant en rotation, un disque obturateur appelé papillon ou lentille.

5.2 Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se produisent lors de transport de l'eau, à savoir :

- **Ventouse**

Des dispositifs placés aux points hauts du réseau d'adduction permettent l'évacuation de l'air contenu dans les canalisations.

- **Vanne de vidange**

Est aussi nécessaire au point bas du tracé pour permettre la vidange de la conduite. Si la longueur de la conduite est importante, il faut prévoir quelques vannes de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles.

- **Clapets**

Il faut prévoir des clapets de retenus (qui assurent le passage de l'eau dans un seul sens) à l'aval des pompes, pour éviter la vidange du réservoir dans la station de refoulement.

5.3 Organes de régulation

Des appareils qui permettent la régulation du débit et de la pression du tracé dont on peut citer : Vanne de régulation du débit, vanne de régulation de la pression amont et vanne de régulation de la pression aval.

5.4 Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent l'assemblage des conduites et la réalisation de toutes les dispositions on distingue :

- Les coudes : destinés pour le changement de la direction
- Les tés : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale
- Les cônes : joignent des conduites de diamètres différents
- Les joints : assemblent deux conduites l'une à l'autre

6. Description du schémas d'adduction

Dans notre étude, le réseau d'adduction est constitué de deux parties, une partie de refoulement avec une conduite d'une longueur de 7.638 km à partir du forage Fayde el Atrousse qui se situe à une altitude de 910m, d'une profondeur de 160m et d'un niveau dynamique de 140m, vers le réservoir tampon qui se trouve à 1208m d'altitude, en passant par deux stations de reprise qui si situent à 910m et 1064m d'altitude. Et d'une partie gravitaire à partir de réservoir tampon composée de deux conduites, d'où la première a une longueur de 8.588km alimente les deux réservoirs des deux villages Lachbour et Makhemra qui se situent aux altitudes de 985m et 1020m respectivement. Et la deuxième d'une longueur 3.038 Km alimente à son tour les deux réservoirs des deux villages restants Zennouna Kebira et Zennouna Seghira qui se situent à 1130m et 1116 m au-dessus du niveau de la mer respectivement.

7. Etude technico-économique

L'étude de dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en prenant compte des dépenses d'exploitation et les dépense d'amortissement de la conduite qui augmentent avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. Cependant la vitesse de l'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;

- Les pertes de charge.

7.1 Étude de l'adduction par refoulement

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé approximativement par la formule de **BONIN** et **BRESSE** ces formules sont données comme suit :

- La formule de **BONIN** : $D = \sqrt{Q}$ (III.1)

- La formule de **BRESSE** : $D = 1,5\sqrt{Q}$ (III.2)

Avec :

D: Diamètre de la conduite (m)

Q: Débit véhiculé (m³/s).

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

7.1.1. Calcul de la vitesse

La vitesse de l'eau dans la conduite est calculée à partir de la formule suivante :

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

Avec :

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

Q : Débit transporté par la conduite (m³/s)

D : Diamètre de la conduite (m).

7.1.2. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges présentent une diminution de la charge hydraulique dans le réseau de transport de l'eau sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

7.1.2.1. Calcul des pertes de charge linéaires ΔH_L

Dans un écoulement, il existe une perte de charge linéaire qui dépend pour un tronçon donné de :

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue ε exprimée en mm;

- La longueur du tronçon L en (m).

Elle est donnée par la formule de DARCY-WEISBACH suivante :

$$\Delta H_L = j * L \quad (\text{III.4})$$

Avec :

ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

j : Pertes de charge linéaires par unité de longueur, donnée par l'expression suivante :

$$j = \frac{\lambda * V^2}{D * 2 * g} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

λ : Coefficient de résistance adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement (coefficient de DARCY) ;

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

D: Diamètre de la conduite (m) ;

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

- **Calcul du coefficient des pertes de charges λ**

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

- **Régime turbulent rugueux**

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

- **Régime transitoire**

* Formule de COLEBROOK : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{\text{Re} * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.7})$

Avec :

- λ : Coefficient de pertes de charge,
- D : Diamètre du tuyau (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m^2/s) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;

- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie selon le type du matériau de la conduite. Pour les conduites en PEHD on a :

$$K = 0.01 \text{ mm si } D \leq 200 \text{ mm}$$

$$K = 0.02 \text{ mm si } D > 200 \text{ mm}$$

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

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

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 \cdot t + 0.000221 \cdot t^2)} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

t : Température de l'eau (degré Celsius),

À t = 20°C; $\nu = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

7.1.2.2. Calcul des pertes de charge singulières ΔH_s

Les singularités hydrauliques sont présentes dans tous les réseaux. Il peut s'agir des coudes, clapets, vannes, changement de pentes ou de section, entrée ou sortie d'un réservoir, branchement...etc. Toutes ces singularités sont responsables de la dissipation d'énergie par turbulence qui affecte l'écoulement. D'une manière générale les pertes de charge singulières peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta H_s = K * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

En pratique. On prévoit une formule simple dont on estime que les pertes de charge singulières représentent 15 % des pertes de charge linéaires comme suit :

$$\Delta H_s = 0.15 * \Delta H_L \quad (\text{III.11})$$

7.1.2.3. Les pertes de charge totales ΔH_t

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

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s \quad (\text{III.12})$$

$$\Delta H_t = 1.15 * \Delta H_L$$

- ΔH_t : Pertes de charge totales dans la conduite (m).

7.1.3. Détermination de la hauteur manométrique totale HMT

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.

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \quad (\text{III.13})$$

- HMT : Hauteur manométrique totale de la pompe (m).

7.1.4. 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 :

$$P_a = \frac{\rho * g * \text{HMT} * Q}{\eta} \quad (\text{III.14})$$

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW),

- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%) ;

- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s).

- ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m^3).

7.1.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- t : Nombre d'heures de pompage ($t = 24\text{h}$ pour la pompe immergée et 20h pour les deux autre pompes de surface)

- P : Puissance de pompage en (Kw)

7.1.6. Frais d'exploitation

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

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (KWh)

- e : Prix unitaire du K.W.h. fixé par la SONELGAZ (5.47DA)

7.1.7. Frais d'amortissement

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

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

Avec :

- P : Prix de la conduite (DA),
- A : Amortissement annuel, est donné par la formule :

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

Avec :

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

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.008)^{25} - 1} + 0.08 = 9.37\%$$

7.2. Etude de l'adduction gravitaire

Pour les conduites à écoulement gravitaire, le diamètre des conduites est dimensionné de telle sorte que la charge résiduelle soit positive en tout point de la conduite, c'est-à-dire que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite, diminuée des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite, soit supérieure à la cote altimétrique de la conduite au point considéré.

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$\Delta H_L = \frac{\lambda * L}{D} \frac{V^2}{2 * g} \quad (III.19)$$

$$H_r = H_{ext} - \Delta H_T \quad (III.20)$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- H_r : Charge résiduelle (m);

- ΔH_L : Perte de charge linéaire; (m).
- H_{ex} : Charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite (m) ;
- ΔH_T : Perte de charge totale (m).

Remarque :

- Pour le choix de diamètre, on doit vérifier les conditions limites de la vitesse $0,5 < V < 1,5$ m/s. (on calculera les diamètres pour V_{max} et V_{min} en suite On prendra tous les diamètres compris entre D_{max} et D_{min} .
- Pour les conduites PEHD PE 100, leurs dimensionnements se font en tenant compte de leurs diamètres intérieurs.

8. Calculs de l'adduction**8.1. Calcul de l'adduction par refoulement****8.1.1. Dimensionnement de la conduite du point d'eau du forage à la station de reprise 1**

- **Installation de la pompe**

On tient ici à dire que lors de l'installation de la pompe ,sa profondeur dans le forage sera **3m** en dessous de niveau dynamique du forage qui est à 140m.

- **Calcul du diamètre économique**

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

$$D_1 = 0.095 \text{ m et } D_2 = 0.142 \text{ m.}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.1. Calcul de la HMT du tronçon forage - station de reprise 1

Diamètre extérieur ($D_{extér}$) (mm)	Diamètre intérieur ($D_{intér}$) (mm)	Vitesse (V) (m/s)	Nombre de Reynolds (Re)	Coefficient de pertes de charge (λ)	Pertes de charge unitaire (j) (m/m)	Pertes de charge totale (ΔH) (m)	Hauteur Manométrique Totale (HMT) (m)
125	97	1,218510804	118195,548	0,01797076	0,01402021	3,305264548	150,3052645
160	124,2	0,743241003	92310,5326	0,0187	0,004239165	0,999383034	147,999383
200	155,2	0,475980783	73872,2175	0,01946837	0,001448497	0,341483257	147,3414833

Tableau III.2. Calcul des frais d'amortissement du tronçon forage - station de reprise 1

Diamètre extérieur (D_{exter}) (mm)	Diamètre intérieur ($D_{\text{intér}}$) (mm)	Prix mètre linéaire (ml) (Da)	Longueur (L) (m)	Frais d'exploitation (F_{exp}) (Da)
125	97	1961,54	205	37669,70781
160	124,2	3184,82	205	61161,76007
200	155,2	4948,62	205	95034,03932

Tableau III.3. Calcul des frais d'exploitation du tronçon forage - station de reprise 1

Diamètre extérieur (D_{exter}) (mm)	Diamètre intérieur ($D_{\text{intér}}$) (mm)	Puissance absorbée par la pompe (P) (kw)	Energie consommée par la pompe (E) (Kwh)	Frais d'exploitation (F_{exp}) (Da)
125	97	17,69393574	154998,8771	847843,8578
160	124,2	17,42248737	152620,9894	834836,8118
200	155,2	17,34503941	151942,5452	831125,7224

Tableau III.4. Bilan du tronçon forage - station de reprise 1

Diamètre extérieur (D_{exter}) (mm)	125	160	200
Diamètre intérieur ($D_{\text{intér}}$) (mm)	97	124,2	155,2
Frais d'exploitation (F_{exp}) (Da)	847843,8578	834836,8118	831125,7224
Frais d'exploitation (F_{exp}) (Da)	37669,70781	61161,76007	95034,03932
Bilan (Da)	885513,5656	895998,5719	926159,7617

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation de ce tronçon le diamètre économique est de **125mm** ($D_{\text{intérieur}} = 97 \text{ mm}$) avec une vitesse acceptable d'ordre de **1.218m/s** et une longueur de **205m**, et une PN de **20bar**.

8.1.2 Dimensionnement de la conduite reliant la station de reprise 1 à station de reprise 2

La station de reprise 1 se situe à une altitude de 910m, refoule de l'eau vers la deuxième station de reprise qui se situe à 1064 m au-dessus de niveau de la mer. Le débit d'exploitation de la station de reprise 1 (SR1) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{t*3600} \quad (\text{III.21})$$

Avec :

- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s)
- $Q_{\text{max.j}}$: Débit maximum journalier (m^3/s), $Q_{\text{max}} = 777.6 \text{ m}^3/\text{j}$.
- t : Durée de fonctionnement de la station par jour ($t=20\text{h}$)

On a: $Q_{\text{exp}} = \frac{777.6}{3600*20}$ donc $Q_{\text{exp}} = 0.0108 \text{ m}^3/\text{s} = 10.8 \text{ l/s}$.

En appliquant les deux formules de BONNIN et BRESS, on aura les deux diamètres suivant $D_1 = 0.104 \text{ m}$ et $D_2 = 0.156 \text{ m}$.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5 Calcul de la HMT du tronçon SR1- SR2

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	ΔH (m)	HMT (m)
125	97	1,462212965	1418334,66	0,01740078	0,019548764	108,9208	266,92083
160	124,2	0,891889204	110772,639	0,01806193	0,005896106	32,85162895	190,85163
200	155,2	0,5711176939	88646,661	0,01877	0,002011013	11,20486073	169,20486

Tableau III.6 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1 – SR2

D_{exter} (mm)	D_{intér} (mm)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
125	97	1961,26	4845	890164,3025
160	124,2	3184,82	4845	1445505,988
200	155,2	4948,62	4845	2246048,393

Tableau III.7 Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1– SR2

D_{exter} (mm)	D_{intér} (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
125	97	37,70739679	275263,9965	150569,061
160	124,2	26,96045443	196811,3173	1076557,906
200	155,2	23,90254596	174488,5855	954452,5628

Tableau III.8. Bilan du tronçon ST1 – SR2

D_{exter} (mm)	125	160	200
D_{intér} (mm)	97	124,2	155,2
Frais exp(Da)	1505650,408	1076558,308	954452,9415
Frais amots(Da)	890291,3871	1445505,988	2246048,393
Bilan (Da)	2395941,795	2522064,296	3200501,334

Dans ce tronçon on opte pour une conduite de PEHD PE 100 PN20 d'un diamètre extérieur de **160 mm** qui présente une HMT inférieure à 200m avec une vitesse acceptable de **0.891 m/s** sur une longueur de **4845 m**.

8.1.3. Dimensionnement de la conduite station de reprise 2- Réservoir tampon

La station de reprise 2 se situe à une altitude de 1064m, reprend le refoulement de l'eau vers le réservoir tampon qui se situe à 1208 m d'altitude. Le débit d'exploitation de la station de reprise (SR2) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{t * 3600}$$

Avec :

- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s)
- $Q_{\text{max.j}}$: Débit maximum journalier (m^3/s), $Q_{\text{max}} = 777.6 \text{ m}^3/\text{j}$.
- t : urée de fonctionnement de la station par jour ($t=20\text{h}$)

A.N: $Q_{\text{exp}} = \frac{777.6}{3600*20}$ on aura $Q_{\text{exp}} = 0.0108 \text{ m}^3/\text{s} = 10.8 \text{ l/s}$.

En appliquant les deux formules de BONNIN et BRESS, on aura les deux diamètres suivants $D_1 = 0.104 \text{ m}$ et $D_2 = 0.156 \text{ m}$.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.9 Calcul de la HMT du tronçon SR2 – Réservoir tampon

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	ΔH (m)	HMT (m)
160	124,2	0,892	1418334,66	0,01806136	0,005895921	17,547	164,547
200	155,2	0,571	88646,661	0,10876925	0,002010932	5,985	152,985
250	194,2	0,365	70844,2934	0,0195791	0,000683842	2,035	149,035

Tableau III.10 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2 – Réservoir tampon

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
160	124,2	3184,82	2588	772129,9271
200	155,2	4948,62	2588	1199746,799
250	194,2	7657,52	2588	1856494,357

Tableau III.11 Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2 – Réservoir tampon

D_{exter} (mm)	D_{intér} (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)
160	124,2	23,24462959	169685,796	928181,3042
200	155,2	21,61126413	157762,2281	862959,3878
250	194,2	21,05331566	153689,2043	840679,9475

Tableau III.12 Bilan du tronçon SR2 – Réservoir tampon

D_{exter} (mm)	160	200	250
D_{intér} (mm)	124,2	155,2	194,2
Frais exp(Da)	928181,3042	862959,3878	840679,9475
Frais amots(Da)	772129,9271	1199746,799	1856494,357
Bilan (Da)	1700311,231	2062706,187	2697174,305

Les résultats trouvés nous conduit à opter pour un diamètre de **160 mm** avec une vitesse acceptable de **0.892 m/s** et une longueur de **2588m**.

8.2. Etude de l'adduction gravitaire

8.2.1. Dimensionnement de la conduite du réservoir tampon - point de bifurcation

Pour le calcul de diamètre optimal on fixe une vitesse maximale et minimale de 1.5 et 0.5 m/s en suite on calculera le diamètre maximal et minimal.

Les diamètres normalisés sont 110,125 et 160 mm les calculs des pertes de charge représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Calcul des pertes de charge du tronçon réservoir tampon-point de bifurcation

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	ΔH (m)
110	96,8	0,89591136	86724,21961	0,019035513	0,008044894	9,926996669
125	110,2	0,691277734	76178,0634	0,019460302	0,004301046	5,307276124
160	141	0,422257656	59538,32949	0,020379436	0,001313497	1,62078916

Par conséquent on optera pour un diamètre de **125 mm** avec une vitesse acceptable de **0.69 m/s** et une longueur de **1073 m**.

Avec : $H_g = 9\text{m}$, $\Delta H = 5,30\text{m}$, La condition ($\Delta H \leq H_g$), avec Pour que l'eau arrive au point de piquage 1 est vérifiée.

8.2.2. Dimensionnement de la conduite du point de bifurcation - réservoir Zennouna kebira

Pour le calcul de diamètre optimal on fixe une vitesse maximale et minimale de 1.5 et 0.5 m/s en suite on calculera le diamètre maximal et minimal qui sont égaux respectivement à 0.105 et 0.060 m

Les diamètres normalisés sont 75,90 et 110 mm les calculs des pertes de charge représentés dans le tableau suivant

Tableau III.14 Calcul des pertes de charge du point de bifurcation - réservoir Zennouna Kebira

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	ΔH (m)
75	61,4	1,452988097	89213,46916	0,0192121	0,033669105	35,46703513
90	73,6	1,011214225	74425,36693	0,019748481	0,01398438	14,73114588
110	90	0,676260124	60863,41118	0,02044383	0,005294785	5,577526287

Par conséquent on optera pour un diamètre de **75 mm** avec une vitesse raisonnable d'ordre de **1.45 m/s** et une longueur de **916 m**.

Avec : $H_g = 67\text{m}$, $\Delta H = 35,47\text{m}$ et $P_{s1} = 3,7\text{m}$. La condition ($\Delta H \leq H_g + P_{s1}$) Pour que l'eau arrive au réservoir Zennouna kebira est vérifiée.

- Pour garder le même débit transporté par la conduite d'un diamètre de 75 mm avec la même vitesse, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Choix des vannes**

Notre choix est fait pour une vanne à papillon pour sa Facilité de manipulation

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = Hg + P_{s1} - \Delta H \quad (\text{III.22})$$

Avec : P_{s1} c'est la pression de service au point de piquage l égale à 3.7m

$$D'où J_v = 67 + 3.7 - 35.47 = 35.23$$

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

On a:
$$\xi = j_v * \frac{2 * g}{V^2} \quad (\text{III.23})$$

$$\xi = (35.23 * (2 * 9.81)) / (1.45)^2$$

$$\xi = 328.85$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°)**

A partir de l'abaque « évolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture » (annexe 3) ; pour $\xi = 328.85$, l'angle d'ouverture de la vanne (θ) est de 63.80° .

8.2.3. Dimensionnement de la conduite du point de bifurcation - réservoir Zennouna Seghira

Pour le calcul de diamètre optimal on fixe une vitesse maximale et minimale de 1.5 et 0.5 m/s en suite on calculera le diamètre maximal et minimal qui sont égaux respectivement à 0.076 et 0.044 m

Les diamètres normalisés sont 63,75 et 90 mm les calculs des pertes de charge représentés dans le tableau suivant

Tableau III.15. Calcul des pertes de charge du point de bifurcation - réservoir Zennouna seghira

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	ΔH (m)
63	48,8	1,22497206	59778,63632	0,020871826	0,03271101	39,46093
75	58,2	0,8612314	50123,66756	0,021485778	0,01395625	16,8361251
90	73,6	0,53853037	39635,83495	0,022440333	0,00450685	5,43683564

Par conséquent on optera pour un diamètre de **63mm** avec une vitesse raisonnable d'ordre de **1.225m/s** et une longueur de **1049 m**.

Avec : $H_g = 79\text{m}$, $\Delta H = 39,46$ et $P_{s1} = 3,7\text{m}$ La condition ($\Delta H \leq H_g + P_{s1}$) Pour que l'eau arrive au réservoir de Zennouna seghira est vérifiée.

- Pour garder le même débit transporté par la conduite d'un diamètre de 63 mm avec la même vitesse, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Choix des vannes**

Notre choix est fait pour une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g + P_{s1} - \Delta H$$

$$\text{D'où } J_v = 79 + 3,7 - 39,46 = 43,24\text{m}$$

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

$$\text{On a : } \xi = j_v * \frac{2 * g}{V^2}$$

$$\xi = (43,24 * (2 * 9,81)) / (1,225)^2$$

$$\xi = 565,34$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°)**

A partir de l'abaque « évolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture » (annexe 3) ; pour $\xi = 565,34$ l'angle d'ouverture de la vanne (θ) est de $67,15^\circ$.

8.2.4. Dimensionnement de la conduite de réservoir tampon – brise de charge

8.2.4.1. Brise de charge

Un brise charge n'est autre qu'un réservoir intermédiaire dans lequel une partie de l'énergie du jet d'eau, à son entrée, est brisée par une vanne donnant lieu ainsi à une perte de charge singulière. La partie restante étant transformée en énergie potentielle avec un niveau en aval.

8.2.4.2. Calcul de brise de charge et son emplacement

Le brise de charge projeté a une forme cubique son volume est calculé par la formule suivante pour un temps égale à 20 min :

$$V_b = Q * t \quad (\text{III.24})$$

$$V_b = (9,86 * 20 * 60) / 1000 = 11,832 \text{ m}^3$$

On prend $V_b = 15 \text{ m}^3$ (avec 3 m^3 volume de sécurité)

Avec :

- V_b : volume de brise charge (m^3)
- Q : débit véhiculé dans la conduite de réservoir tampon – brise de charge (m^3/s)
- t : temps de séjour (s) ($t = 20m$).

Et sa hauteur est prise égale à **3m** donc sa section horizontale sera d'une forme carrée de largeur égale à **2.25m**. Ce brise charge sera construit à une altitude de 1055m.

7.2.4.3. Calcul de tronçon réservoir tampon – Brise charge

Pour le calcul de diamètre optimal on fixe une vitesse maximale et minimale de 1.5 et 0.5 m/s en suite on calculera le diamètre maximal et minimal qui sont égaux respectivement à 0.158 et 0.195 m

Les diamètres normalisés sont 160,200 et 250 mm les calculs des pertes de charge représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 Calcul des pertes de charge dans la conduite de réservoir tampon – brise de charge

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	ΔH (m)
160	124,2	0,81426281	101131,3169	0,018345067	0,004999614	34,02587144
200	155,2	0,521463391	80931,1182,6	0,019110436	0,001706583	11,61449484
250	194,2	0,333049516	64678,21604	0,019950626	0,000580799	3,95274432

Par conséquent on optera pour un diamètre de **160 mm** avec une vitesse raisonnable d'ordre de **0.81 m/s** et une longueur de **5918 m**.

Avec : $H_g = 155m$, $\Delta H = 34,02m$. La condition ($\Delta H \leq H_g$) Pour que l'eau arrive au brise de charge est vérifiée.

8.2.5. Dimensionnement du tronçon brise de charge – Réservoir Makhemra

Pour le calcul de diamètre optimal on fixe une vitesse maximale et minimale de 1.5 et 0.5 m/s en suite on calculera le diamètre maximal et minimal qui sont égaux respectivement à 0.078 et 0.045 m

Les diamètres normalisés sont 63, 75 et 90 mm les calculs des pertes de charge représentés dans le tableau suivant

Tableau III.17. Calcul des pertes de charge de tronçon Brise de charge – réservoir Makhemra

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	ΔH (m)
63	55,4	0,979541447	54266,59615	0,021178024	0,018694864	3,160366751
75	66	0,690167459	45551,05192	0,021841318	0,008034241	1,358188443
90	79,2	0,479282954	37959,20993	0,022620516	0,003343969	0,565298032

Par conséquent on optera pour un diamètre de **63 mm** avec une vitesse raisonnable d'ordre de **0.98 m/s** et une longueur de **173 m**.

Avec : $H_g = 29\text{m}$, $\Delta H = 3,16\text{m}$. La condition ($\Delta H \leq H_g$) Pour que l'eau arrive au réservoir de Makhemra est vérifiée.

- Pour garder le même débit transporté par la conduite d'un diamètre de 63 mm avec la même vitesse, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Choix des vannes**

Notre choix est fait pour une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - \Delta H$$

$$\text{D'où } J_v = 29 - 3.16 = 25.84$$

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

On a:
$$\xi = j_v * \frac{2 * g}{V^2}$$

$$\xi = (25.84 * (2 * 9.81)) / (0.98)^2$$

$$\xi = 524.88$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°)**

A partir de l'abaque « évolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture » (annexe 3) ; pour $\xi = 524.88$ l'angle d'ouverture de la vanne (θ) est de 68° .

8.2.6. Dimensionnement du tronçon brise de charge – Réservoir Lachbour

Pour le calcul de diamètre optimal on fixe une vitesse maximale et minimale de 1.5 et 0.5 m/s en suite on calculera le diamètre maximal et minimal qui sont égaux respectivement à 0.138 et 0.0798 m

Les diamètres normalisés sont 110,125 et 160 mm les calculs des pertes de charge représentés dans le tableau suivant

Tableau III.18. Calcul des pertes de charge de tronçon Brise de charge – réservoir Lachbour

D_{exter} (mm)	$D_{\text{intér}}$ (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	ΔH (m)
110	90	1,179523473	106157,1125	0,018367424	0,014471712	41,55624394
125	102,2	0,914723455	93484,73706	0,018738985	0,007819443	22,45392031
160	130,8	0,558439486	73043,88477	0,019562722	0,00237725	6,826391066

Par conséquent on optera pour un diamètre de **110 mm** avec une vitesse de **1.18m/s** et une longueur de **2497 m**

Avec : $H_g = 64\text{m}$, $\Delta H = 41,55\text{m}$. La condition ($\Delta H \leq H_g$) Pour que l'eau arrive au réservoir de Lachbour est vérifiée.

- Pour garder le même débit transporté par la conduite d'un diamètre de 110 mm avec la même vitesse, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Choix des vannes**

Notre choix est fait pour une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - \Delta H$$

$$D'où J_v = 64 - 41.55 = 22.45$$

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

On a:
$$\xi = j_v * \frac{2 * g}{v^2}$$

$$\xi = (22.45 * (2 * 9.81)) / (1.18)^2$$

$$\xi = 316.33$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°)**

A partir de l'abaque « évolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture » (annexe 3) ; pour $\xi = 316.33$ l'angle d'ouverture de la vanne (θ) est de 62.8° .

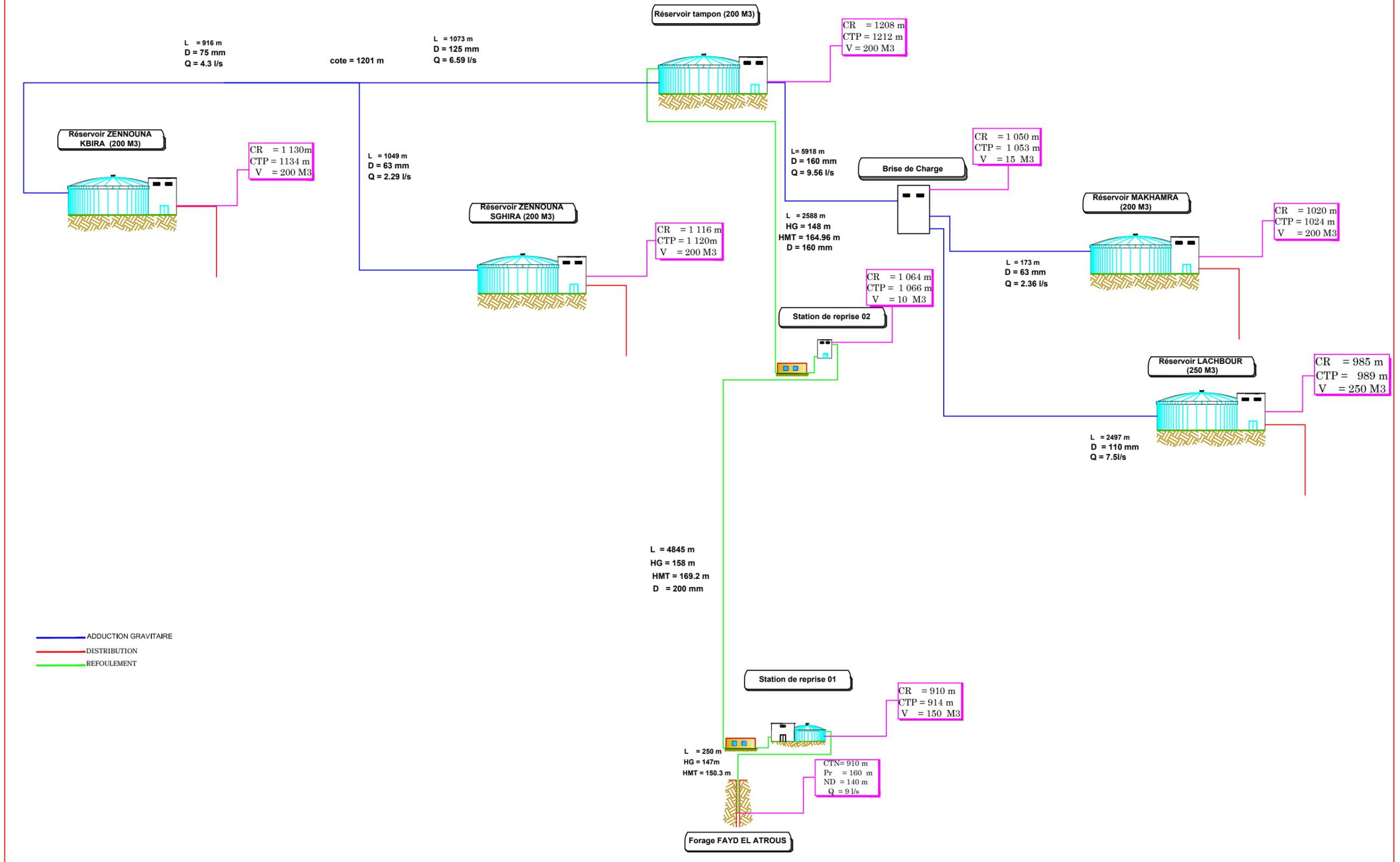
Tableau III.19. Tableau récapitulatif du réseau de l'adduction

Tronçon	Type d'adduction	Matériau et pression nominale du tuyau	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Hauteur Géométrique (m)
Forage - Station de reprise 1	Refolement	PEHD PE100 PN 20	9	125	1,218	205	147
Station de reprise 1 - station de reprise 2			10,8	200	0,891	4845	158
Station de reprise 2 - réservoir tompon			10,8	160	0,892	2588	148
Réservoir tomopn - Point de bifurcation	Gravitaire	PEHD PE100 PN 10	6,59	125	0,69	1073	9
Point de bifurcation - réservoir zennouna kebira		PEHD PE100 PN16	4,3	75	1,45	916	67
Point de bifurcation - réservoir zennouna seghira			2,29	63	1,225	1049	79
Réservoir tompon - Brise de charge		PEHD PE100 PN20	9,86	160	0,81	5918	155
Brise de charge - réservoir makhenra		PEHD PE 100 PN10	2,36	63	0,98	173	29
Brise de charge - réservoir Lachbour		PEHD PE100 PN 16	7,5	110	1,179	2497	64

Conclusion

Pour établir les diamètres des conduites de notre adduction, nous avons procédé au calcul des différents paramètres, tels que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et l'amortissement, afin de définir une solution propice du point de vue technico-économique. Nous avons aussi projeté un brise charge qui a pour objectif de briser la charge et dissiper l'énergie dans la partie de l'adduction gravitaire et qui est aussi un moyen de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier qu'on étudiera dans le prochain chapitre.

Figure III.4 Schéma d'adduction



Chapitre IV : Etude du Pompage

1. Introduction

Les pompes sont utilisées dans les domaines d'alimentation en eau potable et de la collecte des eaux, de l'irrigation, de la lutte contre les incendies et les inondations.

D'une manière générale, on utilise les pompes dans une des trois situations suivantes :

- La gravité est défavorable
- La gravité est favorable mais insuffisante pour fournir le débit nécessaire avec un diamètre économique
- La pression locale est insuffisante

Le premier cas est le plus courant, il correspond à la situation de notre projet ou on désire pomper de l'eau du forage et la stocker dans le réservoir tampon. Dans ce cas les pompes sont absolument nécessaires. L'étude de leurs caractéristiques et comment les choisir sera l'objet de ce chapitre.

2. Généralités sur les pompes [5]

2.1. Définition

Les pompes sont des appareils mécaniques servant à véhiculer un liquide d'un point à un autre, elles servent surtout à augmenter la pression d'un liquide, une pompe doit nous assurer une certaine pression qu'on appelle la hauteur manométrique total.

2.2. Différents types de pompes

On peut classer les types des pompes sous deux grandes catégories à savoir :

- **Les turbopompes** dans lesquels on trouve une roue munie d'aubes, fonctionnant à l'aide d'un mouvement de rotation, son principe de fonctionnement est de transformer l'énergie potentielle de l'eau en énergie cinétique dont une partie sera transformée en pression par réduction de vitesse.

Dans les turbopompes qui sont fréquemment employées, on peut y trouver trois autres types de pompe :

- pompes centrifuges
- pompes hélico-centrifuges

- pompes à hélice

- **Les pompes volumétriques** dans celle-ci, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

2.3. Constituants d'une pompe centrifuge

La figure suivante nous montre les constituants d'une pompe centrifuge

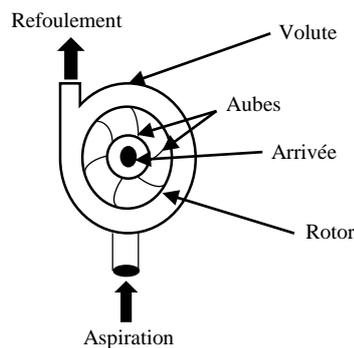


Figure IV.1 Pompe centrifuge

D'une façon générale on trouve trois organes principaux que le fluide traverse dans une pompe centrifuge, à savoir, la volute, la roue et le diffuseur.

- **La volute**

C'est le corps principal de la pompe, son rôle est de collecter le fluide depuis la section d'entrée de la pompe jusqu'à l'entrée de la roue, tout en lui assurant une vitesse de grandeur et direction convenable.

- **La roue**

Elle constitue l'organe essentiel de la pompe, en comportant les aubages dont la concavité de la courbure est dirigée vers le sens opposé de la rotation.

- **Le diffuseur**

Son rôle est la collecte de fluide à la sortie de la roue pour l'acheminer vers la section (croissante) de la sortie de la machine.

On peut aussi préciser que les pompes centrifuges sont divisées en deux autres familles qui sont, Les pompes monocellulaires et les pompes multicellulaires

2.4. Choix du type de pompe

Le choix de pompe se fait selon la hauteur d'élevation (H_{mt}), le débit à refouler (Q) et le rendement de la pompe (η).

Pour notre projet on va opter pour une pompe immergée au niveau du forage, et pour des pompes centrifuges à axe horizontal au niveau des stations de pompages.

2.5. Courbes caractéristiques d'une pompe

Pour utiliser une pompe centrifuge d'une manière optimale, il faut connaître ses courbes caractéristiques qui illustrent principalement la variation de la hauteur manométrique et du rendement en fonction du débit, la figure VI.2 nous montre cette variation :

- La courbe $H=f(Q)$ exprimant la variation des différentes hauteurs d'élevations en fonction du débit pompé
- La courbe $\eta=f(Q)$ exprimant la variation des différents rendements en fonction du débit pompé

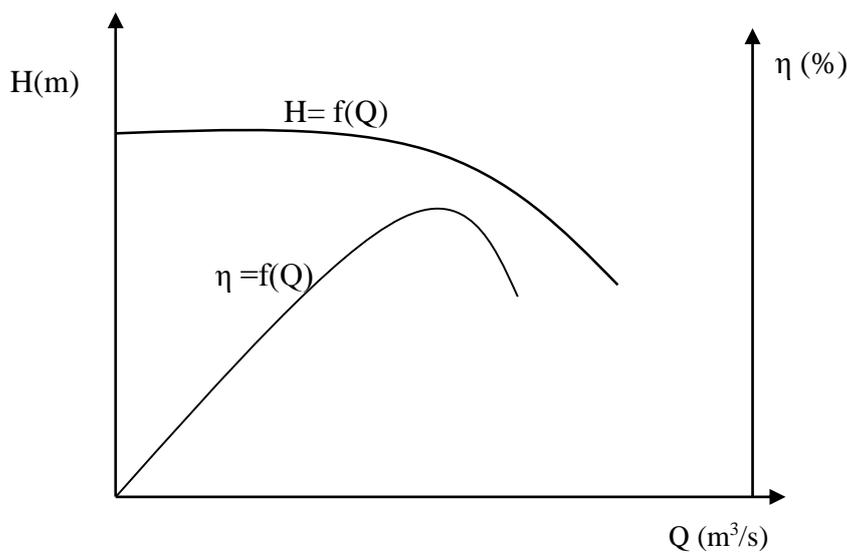


Figure IV.2 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

2.6. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par le couple (Q_p , H_p) auquel elle va fonctionner une fois en marche, et le calcul de ce point permet d'éviter une perte de temps dans le montage d'une pompe inappropriée à notre système.

Ce point n'est généralement pas le point désiré, c'est pourquoi on sera contraint de faire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe dans le but de l'adapter à des conditions de marche donnée.

2.7. Ajustement du point de fonctionnement

L'ajustement peut se faire par plusieurs manières à savoir :

- **Modification de la vitesse de rotation**

On procède à la recherche d'une vitesse de rotation du moteur de la pompe qui nous ramène a un point de fonctionnement désiré, c'est le mode d'ajustement qui affecte le moins sur le rendement de la pompe.

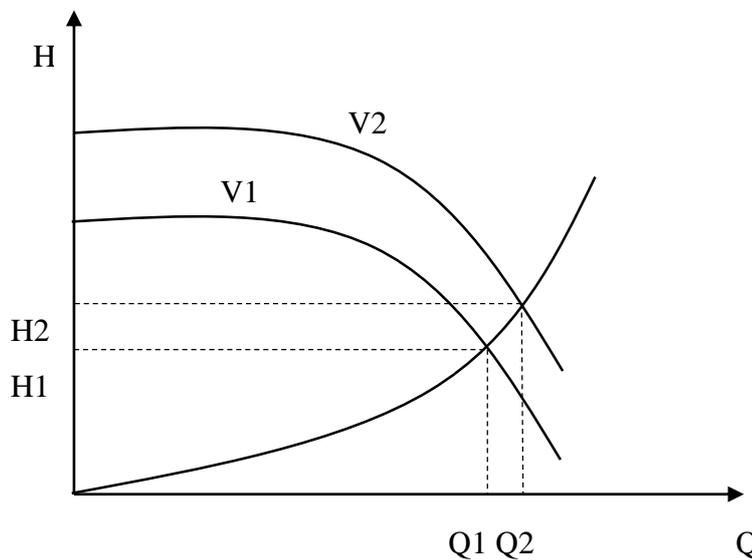


Figure IV.3 Variation de la vitesse d'une pompe centrifuge

- **Rognage de la roue de la pompe**

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

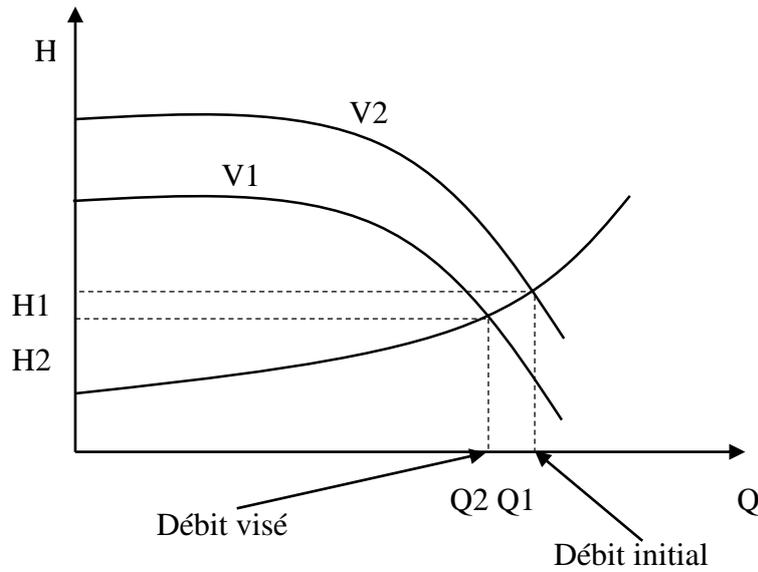


Figure IV.4 Rognage de la roue d'une pompe centrifuge

- **Réduction ou augmentation du temps de pompage**

La courbe caractéristique reste la même, on réduit ou on augmente le temps de pompage. Si le temps de pompage est de 24h, alors l'augmentation ne sera pas possible.

- **Réduction du débit par vannage**

En fermant la vanne on crée une perte de charge singulière au niveau de cette vanne qui change la trajectoire de la courbe caractéristique de la conduite, en réduisant le débit

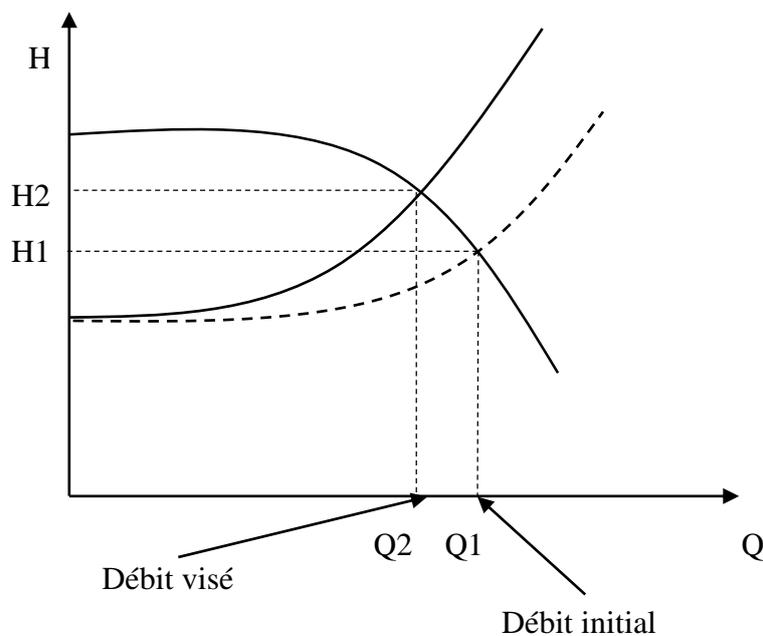


Figure IV.5 Vannage sur la conduite de refoulement

2.8. Couplage des pompes

Dans plusieurs cas on trouve que le débit et la hauteur fournis par une pompe ne satisfait les exigences du réseau, pour répondre à ce problème, on procède à l'utilisation de plusieurs pompes au lieu d'une seule pompe, c'est ce qu'on appelle le couplage des pompes, il en existe deux types :

- **Couplage en série**

Si on désire garder un même débit et augmenter la hauteur de refoulement, ce cas est applicable, c'est le cas de notre étude où on doit avoir deux stations de reprises pour pouvoir répondre aux exigences du réseau.

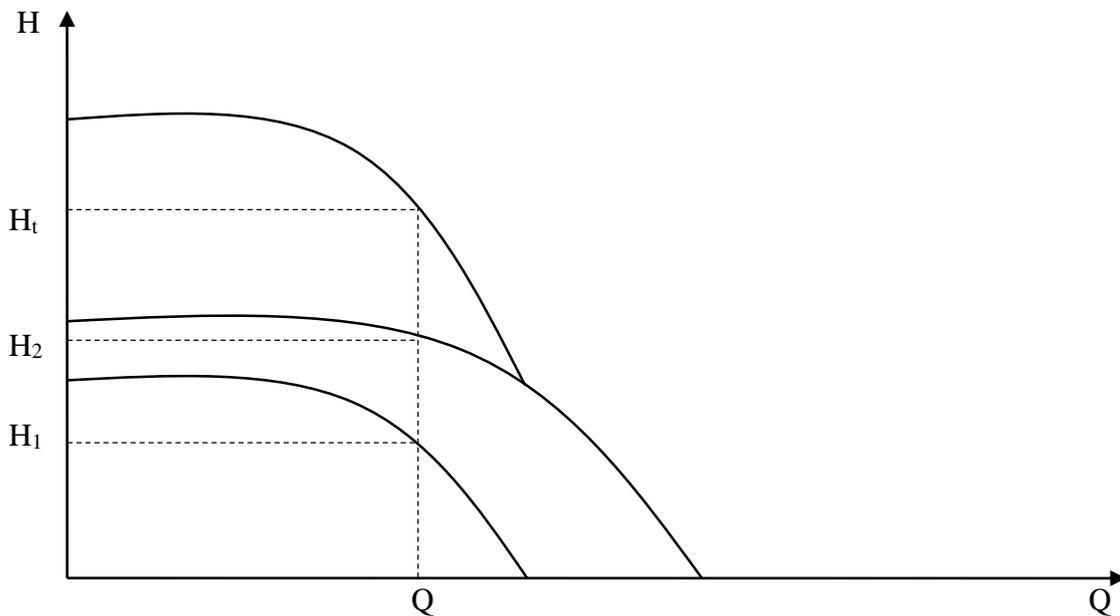


Figure IV.6 Couplage des pompes en série

- **Couplage en parallèle**

Ce type de montage se fait lorsqu'on désire augmenter le débit et garder une même hauteur de refoulement. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe.

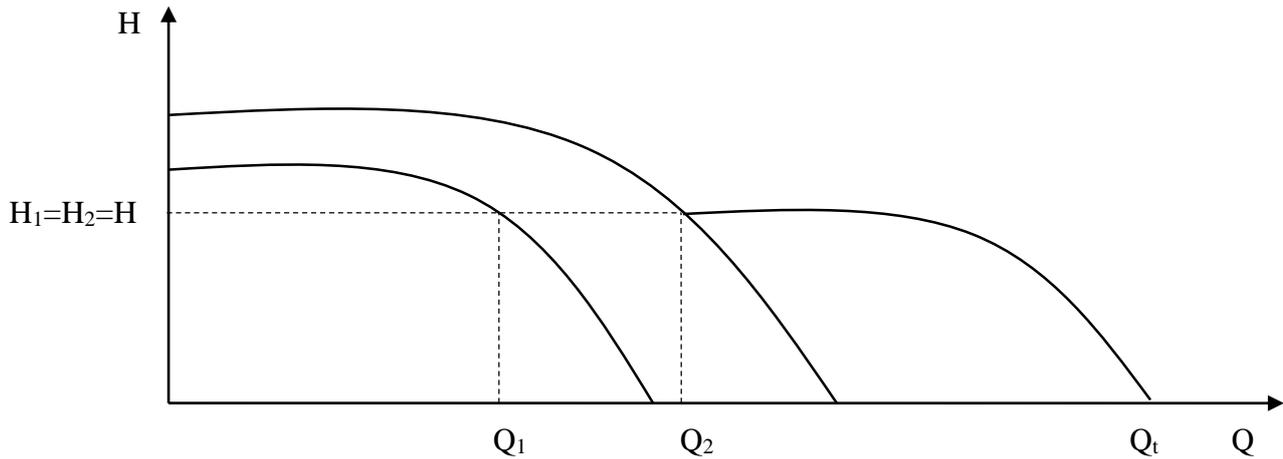


Figure IV.7 Couplage des pompes en parallèle

2.9. Etude de la cavitation d'une pompe

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

Afin de remédier à ce problème, on doit assurer à l'aspirateur une certaine pression dite :

Charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$, (qui est donnée par l'utilisateur) qui sera supérieur à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (qui est donnée par le constructeur).

Pour avoir une non cavitation on doit avoir ce qui suit :

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

Où :

- Pour une alimentation en charge : $(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v)$ (IV.1)
- Pour une alimentation en dépression : $(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v)$ (IV.2)

Avec:

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
- J_a : Pertes de charge à l'aspiration en (m).

- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).
- T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

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

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

3. Choix du type des pompes de notre projet

Dans cette partie on aura à faire le choix de trois pompes, une pompe immergée et deux autres de surface dont les caractéristiques doivent être les suivantes :

3.1. Choix de la pompe immergée

Les données dont on a besoins pour le choix de la pompe sont

- Q = 9l/s L = 205m
- Hmt = 150,30 m DN = 125mm
- Hg = 147m V=1.218m/s

D'où on peut tracer les courbes illustrées dans la figure IV.8

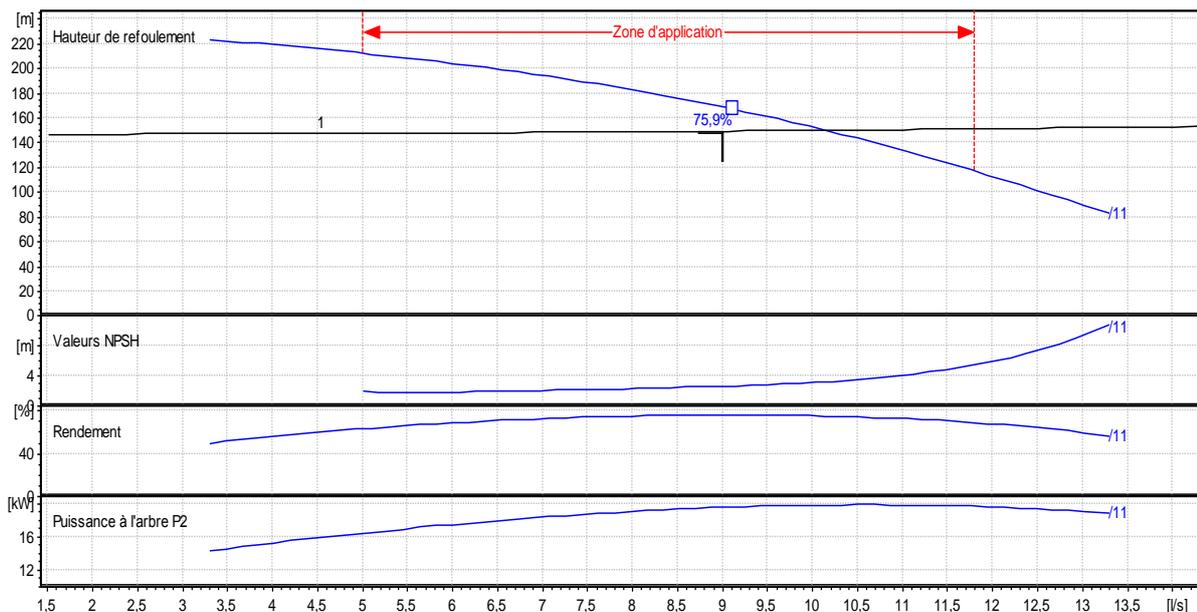


Figure IV.8. Courbes caractéristiques de la pompe au niveau du forage

On opte pour le groupe électropompe immergé du type **E8R35/11 + MCH630** Et on prévoit une deuxième pour la sécurité en cas de panne, ayant les caractéristiques suivantes :

Une vitesse de rotation : $N = 2900$ tour /min

Un rendement : $\eta = 75,1 \%$

Une puissance absorbée : $P = 22$ Kw

$NPSH=3,25$ m

On remarque que le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point de fonctionnement désiré

- Un point de fonctionnement ($Q=10,1$ l/s ; $H=150$ m).
- Un point désire ($Q_1= 9$ l/s ; $H=150$ m).

C'est pour cela qu'on doit apporter des modifications sur le système afin d'adapter la pompe aux conditions de fonctionnement voulu, ces modifications seront sur l'un des paramètres cites précédemment, en choisiront la variante la plus économique :

- **Réduction du temps de pompage**

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q \quad (IV.3)$$

$$T = \frac{Q_1}{Q} \times T_1 \quad (IV.4)$$

$$T = 24 \times \frac{9}{10,1} = \mathbf{21,38 \text{ h}}$$

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9.81 \times 10,1 \times 149,57}{0.75} = \mathbf{19,75 \text{ KW}}$$

D'où $P=19,75 \text{ KW}$

- **Variation de la vitesse de rotation**

Si on veut changer la vitesse de rotation sa sera comme suit

On sait que

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (IV.5)$$

On trace la courbe iso-rendement qui est la suivante

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \quad (\text{IV.6})$$

$$H = 1,83 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point (**9,4l/s ; 165m**) qui est son point homologue, de ce fait la nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = 2900 \times \frac{9}{9,4} = 2777 \text{ tr/min}$$

$$N' = 2777 \text{ tr/min}$$

Et la puissance absorbée est de **P=18,44 KW**

Au final nous allons choisir la variante la plus économique qui est de faire un changement de vitesse de rotation de **2900 tr/min** à **2777 tr/min**, et on place cette pompe à 2 m au-dessous du niveau dynamique du forage par mesure de sécurité, ce qui nous conduit à dire que la pompe ne va en aucun cas avoir un risque de cavitation.

3.2. Choix de la pompe de la première station

Les données dont on a besoin pour le choix de la pompe sont

$$Q = 10,8 \text{ l/s} \quad L = 4845 \text{ m}$$

$$H_g = 158 \text{ m} \quad DN = 200 \text{ mm}$$

$$H_{mt} = 191 \text{ m} \quad V = 0,89 \text{ m/s}$$

Les courbes caractérisant la pompe choisie pour la première station de reprise sont illustrées dans la figure IV.9

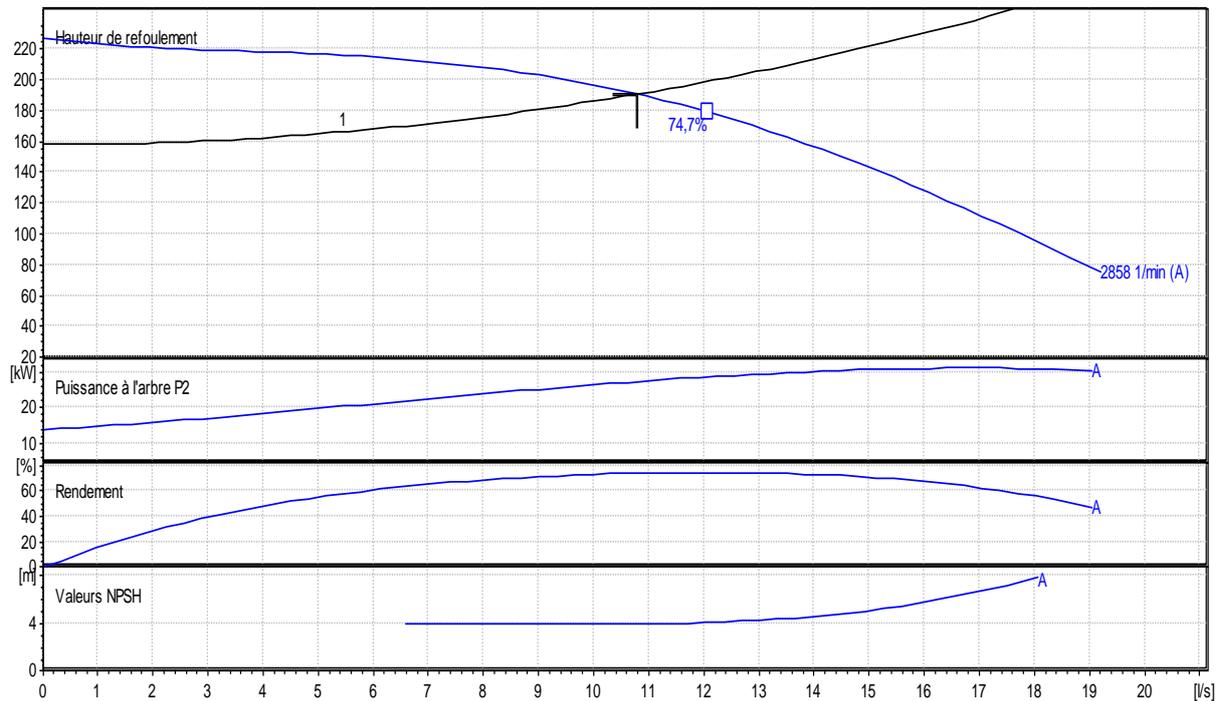


Figure IV.9 Courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la première SR1

On choisira dans ce cas une pompe monocellulaire à axe horizontal du type **P6C/3/24/15A**, et on prévoit une autre de secours en cas de panne ayant les caractéristiques suivantes

Une vitesse de rotation : $N = 2858$ tour /min

Un rendement : $\eta = 74,1$ %

Une puissance absorbée : $P = 24,2$ Kw

$NPSH = 3,81$ m

On voit que le point de fonctionnement de la pompe et celui voulu sont les même alors on en a besoin d'aucune modification.

3.3. Choix de la pompe de la deuxième station

Les données dont on a besoins pour le choix de la pompe sont

$Q = 10,8$ l/s $L = 2588$ m

$H_g = 148$ m $DN = 160$ mm

$H_{mt} = 164,96$ m $V = 0,892$ m/s

Les courbes caractérisant la pompe choisie pour la deuxième station de reprise sont illustrées dans la figure IV.10

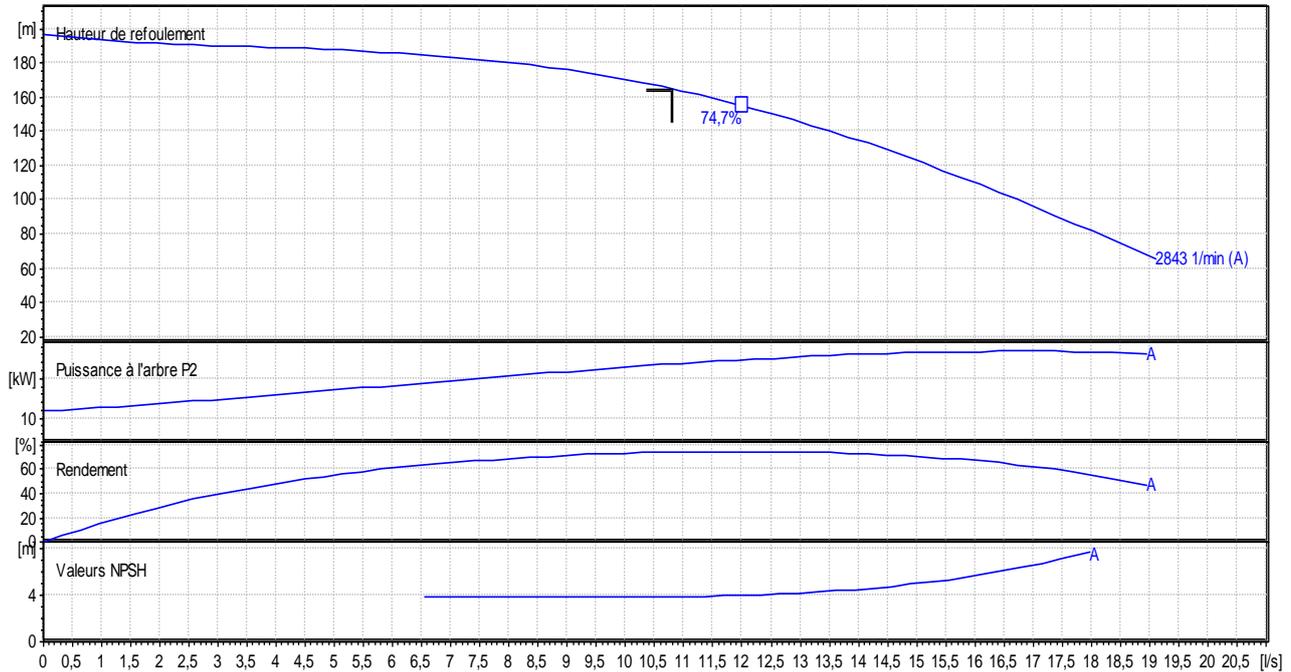


Figure IV.10 Courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la deuxième SR1

Dans ce cas, notre pompe sera une pompe monocellulaire à axe horizontal du type **P6C/3/24/14A**, en prévoyant toujours une autre de secours ayant les caractéristiques suivantes

Une vitesse de rotation : $N = 2843$ tour /min

Un rendement : $\eta = 74,2 \%$

Une puissance absorbée : $P = 23,2$ Kw

$NPSH = 3,91$ m

4. Etude de la cavitation

4.1. Pompe du forage

Vue la difficulté de maintenance des pompes immergées, elle sans souvent placées à 2 m au-dessous du niveau dynamique par mesure de sécurité, d'où on conclut que la condition de non cavitation est vérifiée.

4.2. Pompe de la première station

La côte du plan d'aspiration : $Ca = 910$ m

Côte de l'axe de la pompe : $Cp = 906$ m

$$\text{Hauteur d'aspiration : } h_a = C_p - C_a = 906 - 910 = -4\text{m}$$

De ce fait notre pompe est installée en charge

D'où

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 907 = 8,87 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_d = 8,87 + (-4) - (0 + 0,24) = 4,63$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ D'où la condition de non cavitation est vérifiée

4.3. Pompe de la deuxième station

$$\text{La côte du plan d'aspiration : } C_a = 1068 \text{ m}$$

$$\text{Côte de l'axe de la pompe : } C_p = 1064\text{m}$$

$$\text{Hauteur d'aspiration : } h_a = C_p - C_a = 1064 - 1068 = -4\text{m}$$

De ce fait notre pompe est montée en charge

D'où

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 1065 = 8,62 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_d = 8,62 + (-4) - (0 + 0,24) = 4,38\text{m}$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ D'où la condition de non cavitation est vérifiée

Au final, les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisis dans notre projet sans représentés dans le tableau IV.2

Tableau IV.2 récapitulatif des caractéristiques de toutes les pompes de notre projet

niveau de pompage	Type de pompe	Nombre de pompes	Rotation (tr/min)	Rendement (%)	Puissance (kw)	NPSHr (m)
Forage	E8R35/11	2	2777	75	22	3,25
Station de pompage 1	P6C/3/24/16 A	2	2858	74,1	24,2	3,81
Station de pompage 2	P6C/3/24/14 A	2	2843	74,2	23,2	3,91

Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu calculer les caractéristiques de la totalité des pompes dont on a besoin pour notre projet dans le but d'assurer une adduction jusqu'au réservoir tampon

Ces pompes sont (**P6C/3/24/14A, P6C/3/24/16A, E8R35/11 + MCH630**), est on souligne aussi qu'on doit prévoir des installations doubles en cas de panne, afin d'assurer la continuité de d'approvisionnement.

Chapitre V : Protection des conduites contre le coup de bélier

1. Introduction

Les conduites d'eau potable sont soumises au risque lié au phénomène du coup de bélier résultant d'une variation du régime permanent d'écoulement qui génère des ondes de surpression et de dépression de grande amplitude, c'est pourquoi on a élaboré ce chapitre pour étudier les moyens de protection des conduites contre les effets de ce phénomène.

2. Phénomène du coup de bélier [5]

Le coup du bélier est un phénomène transitoire et oscillatoire dû à Un changement de vitesse d'écoulement entraîne un le changement du régime et provoque une variation de pression dans la conduite, et favorise l'apparition d'une série d'ondes de pression positives et négatives sous formes de surpression et de dépression. Durant ce phénomène le liquide se comprime et la conduite se dilate pour absorber particulièrement l'onde de choc.

- **Compressibilité des liquides**

Les écoulements de liquides peuvent être classés en incompressibles et compressible selon que la variation de leur masse volumique. L'effet de la température est le plus important sur la masse volumique, elle décroît lentement à température croissante.

Comme nous considérons l'eau dans les conduites à une température constante (18° C), la variation de sa masse volumique ne peut être que le résultat de l'action des forces importante de pression suffisantes pour modifier la distance intermoléculaire moyenne.

- **Élasticité des conduites**

La surpression du coup de bélier qui vient s'ajouter à la pression résiduelle de service peut provoquer des tensions excessives dans le matériau. Dans l'étape de conception il faut vérifier que cette tension est inférieure à la tension admissible pour le matériau utilisé et choisir l'épaisseur et le diamètre de la conduite en conséquence.

2.2. Causes du coup de bélier

L'apparition du ce phénomène est provoquée par :

- Fermeture rapide d'un robinet-vanne ;
- Démarrage d'un groupe d'électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou l'arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- Disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue dans l'apparition du coup de bélier dans un réseau d'eau potable.

2.3 Conséquences du phénomène

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (la variation de la pression et du débit dans le temps).

Ce phénomène est caractérisé principalement par l'apparition de surpressions et/ou de dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables, ce qui aura pour conséquence la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement et le déboîtement des joints.

2.4 Moyens de protection anti-bélier

Les moyens de diminuer l'ampleur du coup de bélier sont nombreux. Le choix du moyen de protection est en fonction des caractéristiques hydrauliques de l'installation. Dans la majorité des cas, ce choix se fait entre trois solutions :

- 1) Le volant d'inertie,
- 2) Le réservoir hydropneumatique (réservoir d'air),
- 3) La cheminée d'équilibre.

2.4.1 Volant d'inertie

Le volant d'inertie permet d'éviter l'arrêt brusque du moteur en augmentant l'inertie du système en mouvement. La figure V.1 montre le schéma de principe d'un tel volant ayant les rayons interne R_1 et externe R_2 .

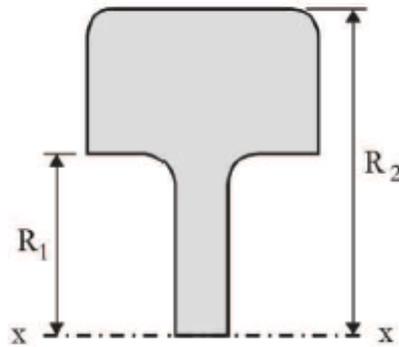


Figure V.1 section du volant

Le volant, qui est calé sur l'arbre de la pompe, accumule de l'énergie cinétique durant le fonctionnement normal de la pompe. Lorsque la pompe n'est plus alimentée lors d'une panne, le volant continue de tourner grâce à son inertie. Cette inertie doit être suffisante pour transformer la manœuvre instantanée en manœuvre lente, autrement elle doit prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe.

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

- Ce procédé est utilisé seulement pour limiter des dépressions ;
- Dans le cas d'une conduite de refoulement assez grande, il faut envisager des volants avec des poids considérables, et par conséquent le système ne sera en aucun cas économique ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible ;
- Ce système est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible où moyenne, qui n'accèdent pas quelques centaines de mètres.

2.4.2 Réservoir d'air

De nombreuses stations de pompage destinées à élever de l'eau dans un château d'eau sont équipées d'un réservoir d'air branché sur le départ de la conduite de refoulement (figure V.2). Il s'agit certainement du moyen le plus répandu pour protéger les conduites de refoulement simultanément contre les dépressions et les surpressions.

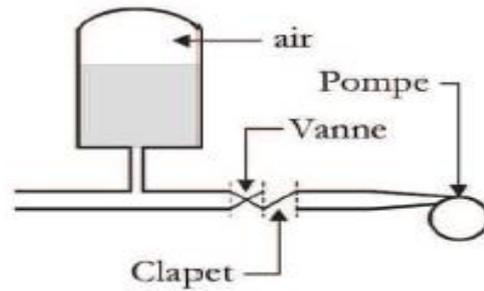


Figure V.2 Réservoir d'air anti-bélier

Le réservoir renferme une certaine quantité d'eau et d'air dont la pression équilibre la pression de fonctionnement normale à l'endroit où il est installé. Lors de l'arrêt brusque de la pompe, il y a une dépression à la sortie de la pompe, le réservoir d'air dont la pression devient plus élevée se vide pour alimenter la conduite et limiter cette dépression.

Pendant la deuxième phase, le phénomène inverse se produit et permet la réduction des surpressions. L'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans le réservoir, et ainsi de suite. Afin de rendre cet effet plus marqué, on interpose entre le réservoir et la conduite, une perte de charge dissymétrique, donnant lieu à une perte de charge plus élevée à l'entrée qu'à la sortie. Cet artifice peut être réalisé par exemple au moyen d'un tube du type Borda ou un clapet avec orifice intercalé entre la conduite à protéger et le réservoir.

2.4.3 Cheminée d'équilibre

Le principe de la cheminée d'équilibre est le même que celui du réservoir d'air, avec la seule différence que celle-ci est ouverte à l'atmosphère. Compte tenu des hauteurs d'élevation en jeu, la cheminée d'équilibre ne convient pas généralement les stations de pompage, surtout en milieu urbain. Elle est principalement utilisée pour les centrales hydroélectrique. Cependant, on parfois l'utiliser, en combinaison avec un réservoir d'air implonté au niveau de la station de pompage, pour protéger contre la cavitation certains points hauts sur le parcours de la conduite.

Durant la période de conception, on doit déterminer la surface et la hauteur de la cheminée. Celles-ci sont calculées de telle sorte que la cheminée ne déborde pas au cours des surpressions et ne se vide pas lors des dépressions.

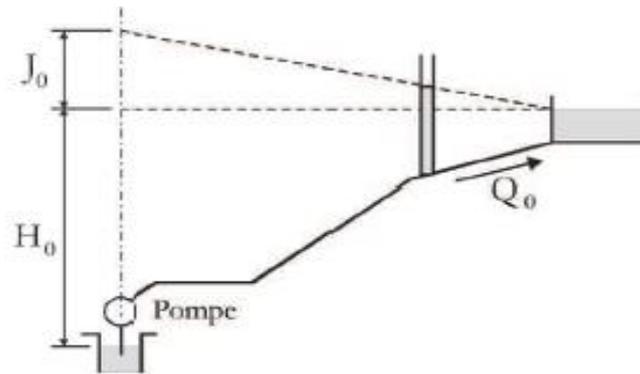


Figure V.3 Cheminée d'équilibre

2.4.4 Soupapes de décharge

il existe dans le commerce des soupapes de sécurité anti-bélier. le principe de fonctionnement des soupapes de décharge est de s'ouvrir pour laisser passer un certain débit dès que la pression dépasse une valeur prédéterminée. La soupape de décharge ne protège donc pas la canalisation contre les dépressions puisqu'elle ne fait pas entrer l'eau nécessaire. De plus, son emploi présente les inconvénients inhérent aux systèmes mécaniques et nécessite une surveillance attentive et un entretien continu. Ces soupapes peuvent cependant donner des résultats satisfaisantes dans des cas où la pression dans la conduite atteint une valeur du 1.04 à 1.10 de la pression maximale admissible.

2.4.5 Ventouses

On distingue des ventouses à trois fonctions. A savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts de circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouse à fonction unique, en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement. Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte.

3. 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.

3.1. Calcul de la célérité

La célérité des ondes est la vitesse de propagation des ondes. elle est donnée par la formule d'ALLIEVI

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

Avec :

- a : La célérité de l'onde (m/s),
- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite, (K = 83 pour le PEHD).
- D : Diamètre intérieur de la conduite (m),
- e : Epaisseur de la conduite (m).

3.2. La valeur numérique du coup de bélier

3.2.1. 1^{er} cas : Fermeture brusque

En cas d'un arrêt brusque $T_f \leq 2L/a$, le coup de bélier est maximal près de la pompe et sa valeur est calculée comme suit :

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

Avec :

- T_f : le temps de fermeture (s),
- L: longueur de la conduite (m),
- b: La valeur du coup de bélier (m),
- V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

La valeur maximale de la pression (surpression) sera :

$$H_s = H_0 + b \quad (\text{V.3})$$

La valeur minimale de la pression (dépression) sera :

$$H_d = H_0 - b \quad (\text{V.4})$$

Avec :

H_s : la valeur de la surpression (m)

H_d : la valeur de dépression (m)

H_0 : la pression absolue dans la conduite (m), on peut la calculer comme suit :

$$\mathbf{H_0 = H_g + 10} \quad (\text{V.5})$$

10 : la pression atmosphérique (m).

3.2.2. 2^{ème} cas : Fermeture lente

En cas d'une fermeture lente, $T_f > 2L/a$, le coup de bélier décroît de façon linéaire depuis sa valeur maximale qui est égale à $2 * L * V_0 / g * T_f$ (MICHAUD) au niveau de la vanne, jusqu'à zéro à l'autre extrémité.

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considérera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

3.3. Calcul du coup de bélier pour différents tronçons

Cette partie consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression maximale admissible de la conduite. Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 Calcul des valeurs maximales du coup de bélier pour les différents tronçons

Tronçon	Type d'adduction	D (mm)	L (m)	E (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	b (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (bar)
Forage - Station de reprise 1	Refoulement	125	205	11,4	1,097	147	157	319,79	35,76	192,76	121,2	20
Station de reprise 1 - station 2		200	4845	22,4	0,891	158	168	352,37	32,004	200	136	20
Station de reprise 2 - réservoir tompon		160	2588	14,9	0,81	148	158	322,98	26,668	184,67	131,3	20
Réservoir tomopn - Point de bifurcation	Gravitaire	125	1073	7,4	0,69	9	19	259,96	18,284	37,284	0,716	10
Point de bifurcation - réservoir zennouna kebira		75	916	6,8	1,45	65	75	318,9	47,136	122,14	27,86	16
Point de bifurcation - réservoir zennouna seghira		63	1049	5,8	1,225	79	89	321,22	40,112	129,11	48,89	16
Réservoir tompon - Brise de charge		160	5918	17,9	0,81	155	165	352,18	29,079	194,08	135,9	20
Brise de charge - réservoir makhemra		63	173	3,8	0,979	18	28	262,32	26,178	54,178	1,822	10
Brise de charge - réservoir Lachbour		110	2497	10	1,179	61	71	319,31	38,375	109,38	32,62	16

Conclusion

Après avoir étudié le phénomène transitoire du coup de bélier et en interprétant les résultats trouvés dans le tableau (V.1) ci-dessus, on constate que les valeurs de surpression dans tous les tronçons d'adduction ne dépassent pas les pressions nominales des conduites, avec des valeurs de dépression trouvées positives, on arrive à conclure que notre réseau d'adduction avec ses deux parties par refoulement et gravitaire ne nécessite pas de dispositif de protection anti-bélier.

Chapitre VI : Etude de la distribution

1. Introduction

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau. A partir du réservoir, jusqu'aux consommateurs (abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

2. Type des réseaux

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont les conduites, les branchements les pièces spéciales (coudes, raccordement, vannes, compteurs, bouches d'incendies).

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux :

2.1. Réseau ramifié

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales, vers des secondaires, vers des conduites tertiaires...), de ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que l'un seul côté.

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité(en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

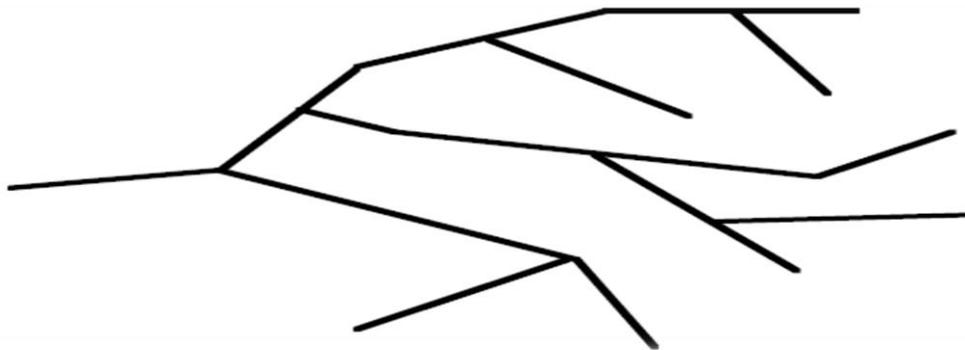


Figure VI.1. Réseau ramifié

2.2. Réseau maillé

Le réseau maillé dérive du ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi chaque

point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivant :

- ✓ Plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite. Il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites).
- ✓ Une réparation plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.

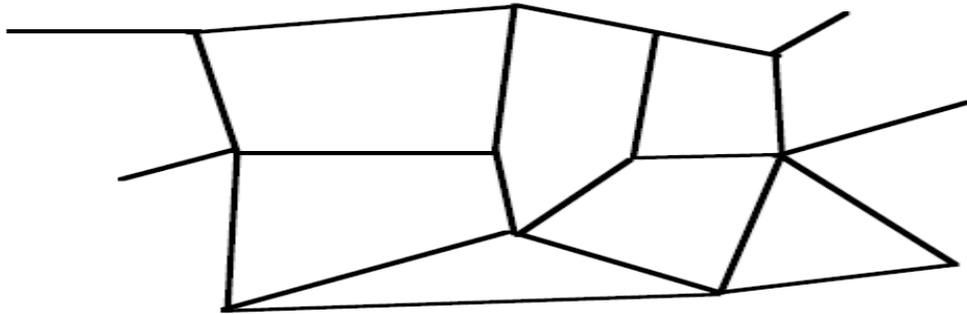


Figure IV.2. Réseau maillé

3. Conditions sur les vitesses et les pressions [3]

Le calcul hydraulique des canalisations se fait avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

- **Vitesse**

La vitesse de l'eau dans la canalisation de distribution sera de l'ordre de **0.5 à 1.5 m/s**.

Les vitesses inférieures à 0.5 m/s favorisent le dépôt solide dans la conduite qui sera parfois difficile de l'évacuer.

Les vitesses supérieures à 1.5 m/s très fortes vitesses dans les robinets maisons

- **Pression**

Un réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes :

Une charge minimale de 3m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés ;
En vue de la bonne tenue de la canalisation et des joints, il faut éviter des pressions supérieures à 60m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés.

Si, néanmoins, de telles pressions devraient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

Remarque :

Compte tenu de la topographie de notre site et la répartition de l'agglomération sur la surface totale des quatre villages, la distribution projetée est de type ramifié.

4. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine...)
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles : le long des chemins existants par exemple ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

5. Choix du type de tuyau

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le PEHD en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite ;
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique.

6. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour objectif la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations (diamètre, longueur, pression, vitesse d'écoulement et le débit).

6.1. Calcul du débit de pointe

Pour la conception d'un réseau de distribution, on doit connaître le débit de pointe (Q_p) qui représente la consommation maximale horaire qu'on obtient par l'analyse et le calcul des besoins en eau de l'agglomération. Les heures de pointe sont de 11h à 13h pour (Lachbour Makhemra et Zennouna Kebira) avec un pourcentage de 8.5 % de la consommation journalière, et celle de Zennouna Seghira est de 16h à 17h avec un pourcentage de 10,4 %, (annexe 01), ce débit de pointe peut être calculé comme suit :

$$Q_p = \frac{Q_{\max,j} * P_m}{100} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe (l/s) ;

$Q_{\max,j}$: Débit maximal journalier (l/s) ;

P_m : Pourcentage horaire (%).

Dans notre présent projet, les villages Lachbour et Makhemra sont les concernés d'étude de la distribution avec des débits de pointe qui sont égales à :

- Village Lachbour : $Q_p = 19,389$ l/s.
- Village Makhemra : $Q_p = 10,927$ l/s.
- Village Zennouna Seghira: $Q_p = 9,45$ l/s.
- Village Zennouna Kebira: $Q_p = 11,89$ l/s.

6.2. Débit spécifique

Pour le calcul ; on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur le long du réseau de distribution, on utilise donc la notion du débit spécifique qui est le volume d'eau consommé dans un mètre linéaire de la canalisation pendant une durée de temps égale à une seconde, il est donné par la formule suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

Q_s : Débit spécifique (l/s) ;

Q_p : Débit de pointe (l/s) ;

ΣL_i : Somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

6.3. Débit en route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_s * L_{i-j} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

Q_r : Débit en route (l/s) ;

Q_s : Débit spécifique (l/s) ;

L_{i-j} : Longueur du tronçon [i-j] (m).

6.4. Débit aux nœuds

Le débit en chaque correspond à la moitié de la somme des débits en route autour du nœud en ajoutant les débits localisés en ce nœud. Il se calcule comme suit :

$$Q_n = 0.5 * \Sigma Q_r + \Sigma Q_l \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

Q_n : Débit au nœud (l/s) ;

ΣQ_r : Somme des débits en route du nœud considéré (l/s) ;

ΣQ_l : Somme des débits localisés en nœud considéré (l/s).

6.5. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds pour les différents villages

a) Village Lachbour

La longueur total des conduite de ce village est de **2424 m**, avec un débit de pointe de **19,389 l/s**, ce dont on pour le calcul des débits aux nœuds qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Evaluation des débits aux nœuds du village de Lachbour

Nœud	Trançant	Longueurs (m)	Debit spécifique (l/s/ml)	Debit de route (l/s)	Debit aux nœud
1	1--2	117	0,00799876	0,9358552	0,9918465
	1--17	131		1,04783787	
2	2--1	117		0,9358552	1,195815
	2--3	51		0,40793688	
	2--8	131		1,04783787	
3	3--2	51		0,40793688	2,45562
	3--7	259		2,07167946	
	3--4	304		2,43162376	
4	4--3	304		2,43162376	2,5875996
	4--5	68		1,99969059	
	4--6	93		0,7438849	
5	5--4	68		1,99969059	0,9998453
6	6--4	93		0,7438849	0,3719425
7	7--3	259		2,07167946	1,0358397
8	8--2	131		1,04783787	2,1436683
	8--9	59		0,47192698	
	8--12	170		1,3597896	
	8--13	176		1,40778218	
9	9--8	59	0,47192698	1,2758026	
	9--10	72	0,57591089		
	9--11	188	1,50376733		
10	10--9	72	0,57591089	0,2879554	
11	11--9	188	1,50376733	0,7518837	
12	12--8	170	1,3597896	0,6798948	
13	13--8	176	1,40778218	1,0558366	
	13--14	88	0,70389109		
14	14--13	88	0,70389109	1,1398236	
	14--15	75	0,59990718		
	14--16	122	0,97584901		
15	15--14	75	0,59990718	0,2999536	
16	16--14	122	0,97584901	0,4879245	
17	17--1	131	1,04783787	0,8038756	
	17--18	70	0,55991337		
18	18--17	70	0,55991337	0,2799567	

b) Village Makhemra

La longueur total des conduite de ce village est de **1319m**, avec un débit de pointe de **10,92 l/s**, ce dont on pour le calcul des débits aux nœuds qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Evaluation des débits aux nœuds du village de Makhemra

Nœud	Trançant	Longueurs (m)	Debit spécifique (l/s/ml)	Debit de route (l/s)	Debit aux nœud
1	1--2	105	0,0082843	0,869852161	0,8864208
	1--3	109		0,902989386	
2	2--1	105		0,869852161	0,4349261
3	3--1	109		0,902989386	1,6195819
	3--4	116		0,96097953	
	3--5	166		1,375194845	
4	4--3	116		0,96097953	0,4804898
5	5--3	166		1,375194845	1,7811259
	5--6	143		1,1846558	
	5--13	121		1,002401061	
6	6--5	143		1,1846558	1,3917635
	6--7	37		0,306519333	
	6--12	156		1,292351782	
7	7--6	37	0,306519333	0,6710288	
	7--8	95	0,787009098		
	7--9	30	0,248529189		
8	8--7	95	0,787009098	0,3935045	
9	9--7	30	0,248529189	1,1225235	
	9--10	74	0,613038666		
	9--11	167	1,383479151		
10	10--9	74	0,613038666	0,3065193	
11	11--9	167	1,383479151	0,6917396	
12	12--6	156	1,292351782	0,6461759	
13	13--5	121	1,002401061	0,5012005	

c) Village Zennouna Seghira

La longueur total des conduite de ce village est de **1856m**, avec un débit de pointe de **9,45 l/s**, ce dont on pour le calcul des débits aux nœuds qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 Evaluation des débits aux nœuds du village de Zennouna Seghira

Nœud	Trançant	Longueurs (m)	Debit spécifique (l/s/ml)	Debit de route (l/s)	Debit aux nœud
1	1--2	384	0,00509159	1,9551724	1,4765625
	1--3	196		0,9979526	
2	2--1	384		1,9551724	0,9775862
3	3--1	196		0,9979526	2,0137258
	3--4	278		1,4154634	
	3--7	317		1,6140356	
4	4--3	278		1,4154634	2,4414197
	4--5	240		1,2219828	
	4--6	441		2,2453933	
5	5--4	240		1,2219828	0,6109914
6	6--4	441		2,2453933	1,1226967
7	7--3	317		1,6140356	0,8070178

d) Village Zennouna Kebira

La longueur total des conduite de ce village est de **3061 m**, avec un débit de pointe de **11,83 l/s**, ce dont on pour le calcul des débits aux nœuds qui sont présentés dans le tableau suivant

Tableau VI.4 Evaluation des débits aux nœuds du village de Zennouna Kebira

Nœud	Trançant	Longueurs (m)	Debit spécifique (l/s/ml)	Debit de route (l/s)	Debit aux nœud
1	1--2	191	0,00386475	0,7381673	1,0183616
	1--10	336		1,298556	
2	2--1	191		0,7381673	0,7304378
	2--3	87		0,3362333	
	2--4	100		0,386475	
3	3--2	87		0,3362333	0,1681166
4	4--2	100		0,386475	1,6599102
	4--5	615		2,3768213	
	4--9	144		0,556524	
5	5--4	615		2,3768213	2,3961451
	5--6	228		0,881163	
	5--7	230		0,8888925	
	5--8	167		0,6454133	
6	6--5	228		0,881163	0,4405815
7	7--5	230		0,8888925	0,4444463
8	8--5	167		0,6454133	0,3227066
9	9--4	144	0,556524	0,278262	
10	10--1	336	1,298556	1,113048	
	10--11	120	0,46377		
	10--12	120	0,46377		
11	11--10	120	0,46377	0,231885	
12	12--10	120	0,46377	0,7806795	
	12--13	95	0,3671513		
	12--14	189	0,7304378		
13	13--12	95	0,3671513	0,1835756	
14	14--12	189	0,7304378	1,2135315	
	14--15	331	1,2792323		
	14--16	108	0,417393		
15	15--14	331	1,2792323	0,6396161	
16	16--14	108	0,417393	0,2086965	

7. Modélisation et simulation du réseau

A l'aide du logiciel EPANET, on peut modéliser un système de distribution d'eau en suivant ces étapes [7] :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau ;

- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation,
- Modifier les diamètres des tronçons afin de vérifier les conditions des vitesses et des pressions citées précédemment.

8. Résultats de la simulation

Après introduction de tous les paramètres dans EPANET (pression et altitude pour les nœuds, longueur pour les conduites), on a lancé la simulation du réseau et suite à un changement successif des diamètres pour chaque réseau, dans le but de retrouver ceux qui sont idéales tout en respectant les conditions de pression et de vitesse, on a abouti aux résultats qui sont illustres dans les tableaux suivants :

Tableau VI.5 Caractéristiques des conduites du réseau de Lachbour

Conduites	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	103	176,2	200	0,01	18,84	0,77
Tuyau 2	117	176,2	200	0,01	16,77	0,69
Tuyau 3	51	96,8	110	0,01	7,45	1,01
Tuyau 4	304	66	75	0,01	3,96	1,16
Tuyau 5	68	44	50	0,01	1	0,66
Tuyau 6	93	28	32	0,01	0,37	0,6
Tuyau 7	259	44	50	0,01	1,04	0,68
Tuyau 8	131	110,2	125	0,01	8,12	0,85
Tuyau 9	59	55,4	63	0,01	2,32	0,96
Tuyau 10	72	28	32	0,01	0,29	0,47
Tuyau 11	188	44	50	0,01	0,75	0,49
Tuyau 12	170	35,2	40	0,01	0,68	0,7
Tuyau 13	176	79,2	90	0,01	2,98	0,61
Tuyau 14	88	55,4	63	0,01	1,93	0,8
Tuyau 15	122	35,2	40	0,01	0,49	0,5
Tuyau 16	75	28	32	0,01	0,3	0,49
Tuyau 17	131	44	50	0,01	1,08	0,71
Tuyau 18	70	28	32	0,01	0,28	0,45

Tableau VI.6 Caractéristiques des conduites du réseau de Makhemra

Conduites	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	149	141	160	0,01	10,92	0,7
Tuyau 2	105	28	32	0,01	0,44	0,71
Tuyau 3	109	141	160	0,01	9,6	0,62
Tuyau 4	116	35,2	40	0,01	0,48	0,49
Tuyau 5	166	96,8	110	0,01	7,51	1,02
Tuyau 6	143	79,2	90	0,01	5,22	1,06
Tuyau 7	37	66	75	0,01	3,19	0,93
Tuyau 8	95	28	32	0,01	0,39	0,64
Tuyau 9	30	55,4	63	0,01	2,12	0,88
Tuyau 10	74	28	32	0,01	0,31	0,5
Tuyau 11	167	35,2	40	0,01	0,69	0,71
Tuyau 12	156	35,2	40	0,01	0,65	0,66
Tuyau 13	121	35,2	40	0,01	0,5	0,51

Tableau VI.7 Caractéristiques des conduites du réseau de Zennouna Kebira

Conduites	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	219	130,8	160	0,01	11,83	0,88
Tuyau 2	191	102,2	125	0,01	6,44	0,78
Tuyau 3	87	20,4	25	0,01	0,17	0,51
Tuyau 4	100	90	110	0,01	5,54	0,87
Tuyau 5	615	73,6	90	0,01	3,6	0,85
Tuyau 6	228	32,8	40	0,01	0,44	0,52
Tuyau 7	230	32,8	40	0,01	0,44	0,53
Tuyau 8	167	26	32	0,01	0,32	0,61
Tuyau 9	144	26	32	0,01	0,28	0,52
Tuyau 10	336	90	110	0,01	4,37	0,69
Tuyau 11	120	20,4	25	0,01	0,23	0,71
Tuyau 12	120	73,6	90	0,01	3,03	0,71
Tuyau 13	95	20,4	25	0,01	0,18	0,56
Tuyau 14	189	51,4	63	0,01	2,06	0,99
Tuyau 15	331	40,8	50	0,01	0,64	0,49
Tuyau 16	108	20,4	25	0,01	0,21	0,64

Tableau VI.8 Caractéristiques des conduites du réseau de Zennouna Seghira

Conduites	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	104	141	160	0,01	9,45	0,61
Tuyau 2	384	35,2	40	0,01	0,98	1
Tuyau 3	196	97,8	110	0,01	7	0,95
Tuyau 4	278	79,2	90	0,01	4,17	0,85
Tuyau 5	240	35,2	40	0,01	0,61	0,63
Tuyau 6	441	44	50	0,01	1,12	0,74
Tuyau 7	317	35,2	40	0,01	0,81	0,83

Tableau VI.9 Pressions et charges aux nœuds du réseau de Lachbour

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Cote (m)
1	974	0,992	17,69	991,69
2	967	1,196	24,41	991,41
3	967	2,456	23,9	990,9
4	961	2,588	23,69	984,69
5	962	0,999	21,87	983,86
6	958	0,372	24,97	982,97
7	961	1,036	26,53	987,53
8	961	2,144	29,59	990,59
9	962	1,275	27,52	989,52
10	965	0,288	23,67	988,67
11	957	0,752	31,14	988,14
12	958	0,679	29,55	987,55
13	957	1,056	32,7	989,7
14	956	1,139	32,55	988,55
15	952	0,299	35,61	987,61
16	953	0,488	34,34	987,34
17	965	0,803	24,85	989,85
18	963	0,279	26,07	989,07

Tableau VI.10 Pressions et charges aux nœuds du réseau de Makhemra

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Cote (m)
1	999	0,886	22,51	1021,51
2	996	0,435	22,95	1018,95
3	996	1,619	25,23	1021,23
4	992	0,48	28,11	1020,11
5	991	1,781	28,54	1019,54
6	992	1,392	25,55	1017,55
7	993	0,671	24,04	1017,04
8	990	0,393	25,1	1015,1
9	991	1,123	25,58	1016,58
10	990	0,306	25,61	1015,61
11	984	0,692	29,48	1013,48
12	983	0,646	31,99	1014,99
13	984	0,501	34,28	1018,28

Tableau VI.11 Pressions et charges aux nœuds du réseau de Zennouna Kebira

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Cote (m)
1	1086	1,018	37,82	1123,82
2	1074	0,73	48,68	1122,68
3	1064	0,168	56,87	1120,87
4	1046	1,66	75,85	1121,85
5	1047	2,396	68,6	1115,6
6	1070	0,44	42,94	1112,94
7	1016	0,444	96,87	1112,87
8	1025	0,323	87,16	1112,16
9	1027	0,278	92,57	1119,57
10	1057	1,113	64,98	1121,98
11	1053	0,232	64,57	1117,57
12	1052	0,781	69,09	1121,09
13	1042	0,184	76,77	1118,77
14	1031	1,214	86,1	1117,1
15	1015	0,64	99,47	1114,47
16	1022	0,209	91,8	1113,8

Tableau VI.12 Pressions et charges aux nœuds du réseau de Zennouna Seghira

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Cote (m)
1	1117	1,477	15,74	1132,74
2	1105	0,978	14,54	1119,54
3	1096	2,014	35,07	1131,07
4	1064	2,441	64,49	1128,49
5	1048	0,61	76,93	1124,93
6	1043	1,123	78,87	1121,87
7	1104	0,807	19,35	1123,35

Conclusion

Dans ce chapitre qui est consacré pour le dimensionnement des réseaux de distribution d'eau potable pour nos quatre villages, on a déterminé à l'aide de EPANET les diamètres de toutes les conduites, tout en vérifiant les conditions de pression au niveau des nœuds et les vitesses dans les conduites.

Pour un bon fonctionnement de notre réseau, nous avons choisi des conduites en PEHD à pression nominale de service de 10 bars pour Lachbour, Makhemra et Zennouna Seghira, et 16 bars pour Zennouna Kebira.

Nous avons remarqué des pressions très élevées au niveau des points bas des réseaux de Zennouna Kebira et Zennouna Seghira, de ce fait des réducteurs de pression seront nécessaires.

Conclusion générale

Au terme de ce présent travail qui a consisté à mettre en place un réseau d'alimentation en eau potable capable d'assurer l'approvisionnement des quatre villages de la zone étudiée, nous pensons avoir englobé les différentes phases de la conception d'un projet d'AEP.

Notre étude est faite pour l'horizon 2043, dont la population attendra 8371 habitants, et les besoins sont estimés à l'ordre de 2112 m³/j, une telle demande ne peut être satisfaite par le forage (fayed el atrous) d'un débit de 777 m³/j et les ressources existantes d'un débit de 690 m³/j, d'où la nécessité de prévoir un transfert d'un débit de 644 m³/j.

On a pu dimensionner les ouvrages de stockage selon les besoins en eau estimés, et cela sur le long de notre adduction, on a projeté 5 réservoirs, dont un de tête d'une capacité de 200 m³, et quatre autres terminaux de capacités variant entre 150 et 250 m³.

La grande différence d'altitude qui est de 453m entre le niveau dynamique du forage et le réservoir de tête a exigé l'implantation de deux stations de pompage pour élever les eaux jusqu'à ce dernier.

Ensuite nous avons fait une étude technico économique pour le réseau d'adduction et nous avons choisi des diamètres en vérifiant que les vitesses sont acceptables. (Vu la nature du sol, la topographie du terrain) on a fait un choix des conduites en PEHD (PN10, PN16, PN20), en fonction des pressions de services.

Au cours de la vérification du phénomène du coup de bélier, on a vu que les surpressions et dépressions qu'on a dans le réseau ne présentent pas de risque pour les conduites.

À l'aide de Google earth nous avons pu faire un trace approximatif du réseau de distribution, ensuite nous avons utilisé EPANET, dans le but de faire une simulation du comportement hydraulique des réseaux des quatre villages, afin de pouvoir déterminer les diamètres optimaux pour toutes les conduites tout en respectant les conditions de vitesse et de pression.

En fin, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif du projet fait, ainsi il peut servir d'avant-projet à une étude détaillée, de garantir une alimentation des quatre villages en eau potable et qu'il soit un support de mémoire de fin d'étude.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **A.DUPONT.**, hydraulique urbaine, tome2 : ouvrages de transport élévation et distribution des eaux Edition eyrolles, 1974, 465 pages
- [2] **DENIS.Z.**, cours d'approvisionnement en eau potable, novembre 2003, 142 pages
- [3] **SOUHA.B.E.O.**, hydraulique cours et exercices, Tunisie, 2002, 311 pages
- [4] **HUGUES. G.**, adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, 195 pages
- [5] **SAAD. B.**, hydraulique et hydrologie, université du Québec, 2eme édition, 2007, 371 pages
- [6] support de formation, les pompes, 2007, 170 pages
- [7] **ROUSSMAN. L.A.**, water supply and water resources division : manuel de l'utilisateur d'EPANET, version française, 2003

Logiciels utilisés :

- EPANET
- AUTOCAD
- SIG

ANNEXE(2) : Prix des conduites en PEHD PN10

TUBE PEHD PN10		18/04/2018		
CODE	ARTICLE	EP/mm	PV HT	PV TTC
110030321	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 32 PN 10	2,4	80,77	96,12
110030401	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 40 PN 10	3,0	126,30	150,30
110030501	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 50 PN 10	3,7	192,47	229,04
110030631	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 63 PN 10	4,7	305,99	364,13
110030751	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 75 PN 10	5,6	433,35	515,69
110070321	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø32 PN 10	2,0	66,24	78,83
110070401	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 40 PN 10	2,4	99,23	118,08
110070501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 50 PN 10	3,0	152,69	181,70
110070631	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 63 PN 10	3,8	236,98	282,01
110070901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 75 PN 10	4,5	332,00	395,08
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 (50ML)	5,4	449,87	535,35
110070911	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 (100ML)	5,4	449,87	535,35
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10	6,6	662,87	788,82
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10	7,4	930,40	1 107,18
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10	9,5	1 532,13	1 823,24
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10	11,9	2 342,99	2 788,16
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10	14,8	3 663,00	4 358,97
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10	18,7	5 869,13	6 984,26
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10	23,7	9 468,87	11 267,95
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10	29,7	14 560,76	17 327,30
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10	37,4	23 332,98	27 766,24
110077101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø710 PN10 (14 ML)	42,1	29 774,53	35 431,69
110078001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 800 PN10	47,4	31 508,41	37 495,01

ANNEXE(3) : Prix des conduites en PEHD PN16

TUBE PEHD PN16

18/04/2018

CODE	ARTICLE	EP/mm	P.U HT	P.U TTC
110040201	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 20 PN 16	2,3	46,50	55,34
110040251	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 25 PN 16	2,3	73,99	88,05
110040321	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 32 PN 16	3,6	115,22	137,11
110040401	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 40 PN 16	4,5	178,89	212,88
110040501	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 50 PN 16	5,6	277,01	329,64
110040631	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 63 PN 16	7,1	442,08	526,08
110040751	TUBE PEHD EAU PE 80 Ø 75 PN 16	8,4	621,50	739,59
110080201	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 20 PN 16	2,0	39,08	46,51
110080251	TUBE PEHDEAU PE 100 Ø 25 PN 16	2,3	56,69	67,46
110080321	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 32 PN 16	3,0	92,44	110,00
110080401	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 40 PN 16	3,7	142,87	170,02
110080501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 50 PN 16	4,6	219,31	260,98
110080631	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 63 PN 16	5,8	348,15	414,30
110080751	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 75 PN 16	6,8	479,07	570,09
110080901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN16	8,2	645,84	768,55
110081101	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 110 PN16	10,0	959,44	1 141,73
110081251	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 125 PN16	11,4	1 361,30	1 619,95
110081601	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 160 PN16	14,6	2 206,46	2 625,69
110082001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 200 PN16	18,7	3 449,55	4 104,96
110082501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 250 PN16	22,7	5 375,29	6 396,59
110083151	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 315 PN16	28,6	8 548,78	10 173,04
110084001	TUBE PEHDEAU PE 100 Ø 400 PN16	36,3	13 726,59	16 334,65
110085001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 500 PN16	45,4	21 633,01	25 743,28
110086301	TUBE PEHDEAU PE 100 Ø 630 PN16	57,2	34 484,15	41 036,14
110087101	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 710 PN16	64,5	43 863,09	52 197,08
110088001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 800 PN16	72,6	58 092,52	69 130,09

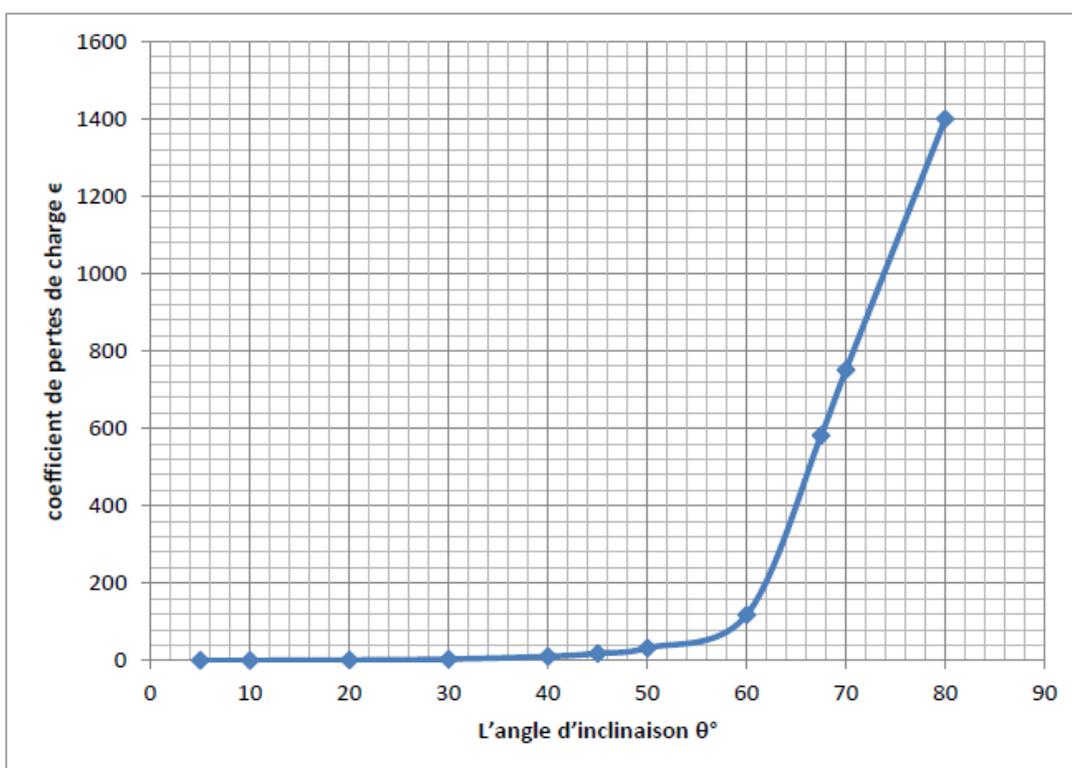
ANNEXE(4) : Prix des conduites en PEHD PN20

TUBE PEHD PN 20

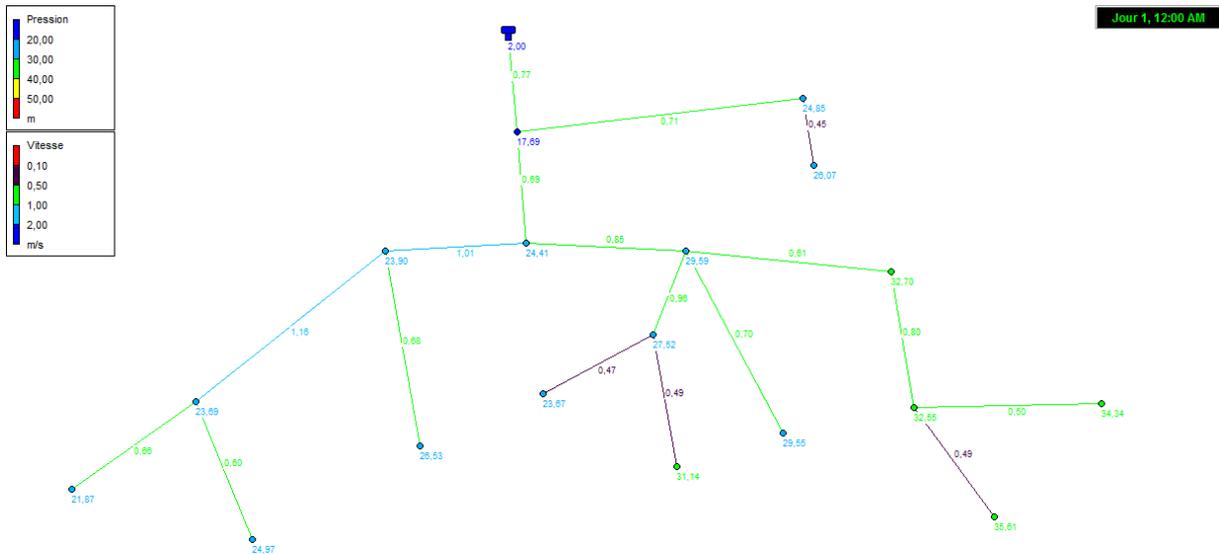
au18/04/2018

CODE	ARTICLE	EP/mm	P,U HT	P,U TTC
110090201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 20	2,3	43,42	51,67
110090251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 20	3,0	68,91	82,00
110090321	TUBE PEHDEAU PE100 Ø 32 PN 20	3,6	106,46	126,69
110090401	TUBE PEHDEAU PE100 Ø 40 PN 20	4,5	166,69	198,36
110090501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 20	5,6	259,14	308,38
110090631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 20	7,1	413,23	491,74
110090751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 20	8,4	581,34	691,79
110090901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 20	10,1	776,09	923,55
110091101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 20	12,3	1 169,97	1 392,26
110091251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN 20	14,0	1 648,35	1 961,54
110091601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN 20	17,9	2 676,32	3 184,82
110092001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN 20	22,4	4 158,50	4 948,62
110092501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN 20	27,9	6 434,89	7 657,52
110093151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN 20	35,2	10 557,77	12 563,74
110094001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN 20	44,7	16 975,01	20 200,26
110095001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN 20	55,8	26 332,31	31 335,45
110096301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN 20	70,3	41 983,31	49 960,14
110097101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 710 PN 20	79,3	52 614,00	62 610,66
110098001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 800 PN 20	89,3	66 766,50	79 452,14

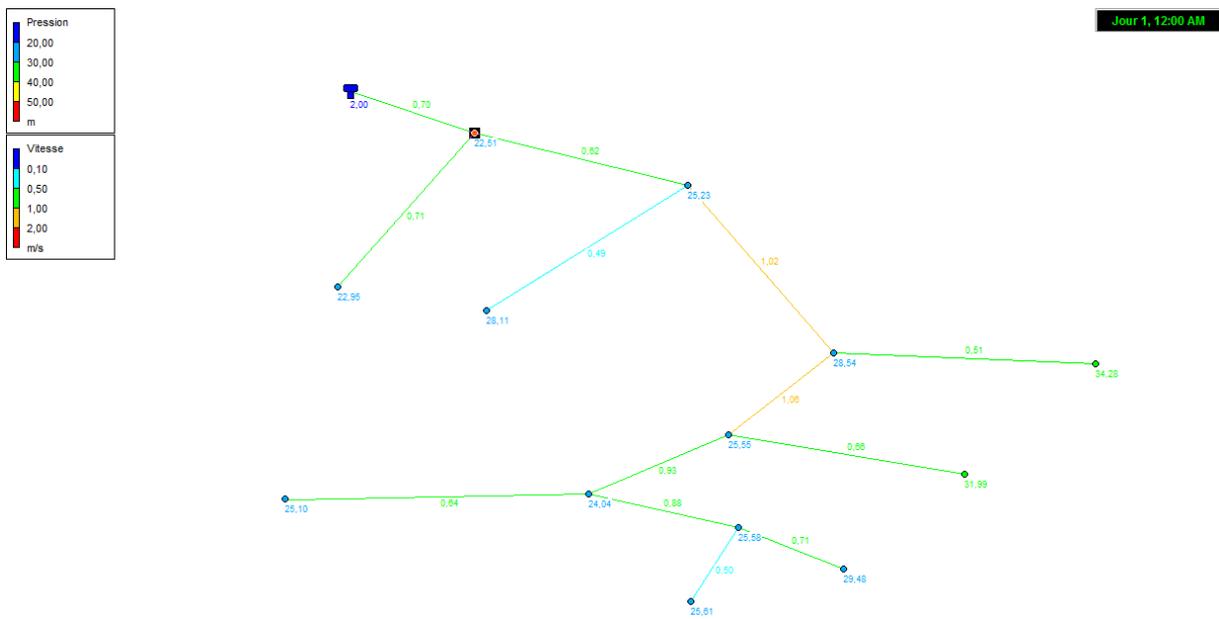
ANNEXE(5) : Evaluation du coefficient de perte de charge de la vanne en fonction de son degré d'ouverture



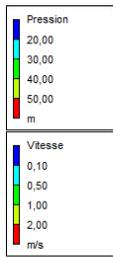
ANNEXE (9) : état du réseau de distribution de Lachbour après simulation



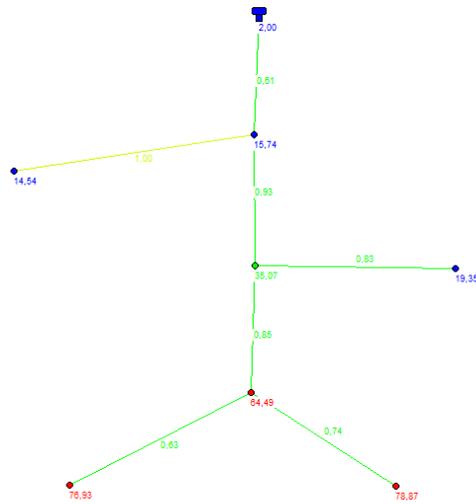
ANNEXE (10) : état du réseau de distribution de Makhemra après simulation



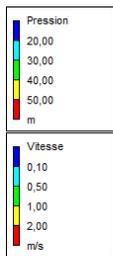
ANNEXE (11) : état du réseau de distribution de Zennouna Seghira après simulation



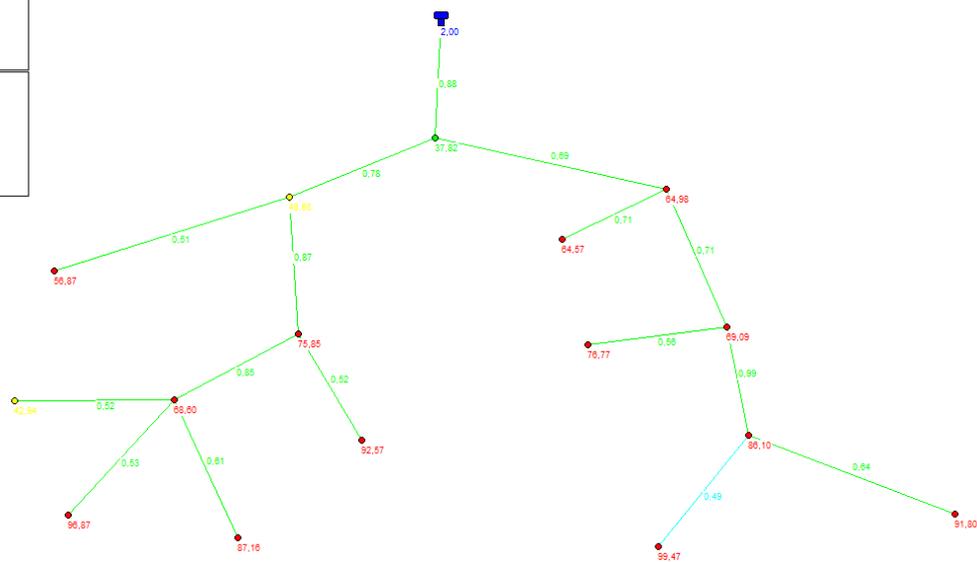
Jour 1, 12:00 AM



ANNEXE (12) : état du réseau de distribution de Zennouna Kebira après simulation



Jour 1, 12:00 AM

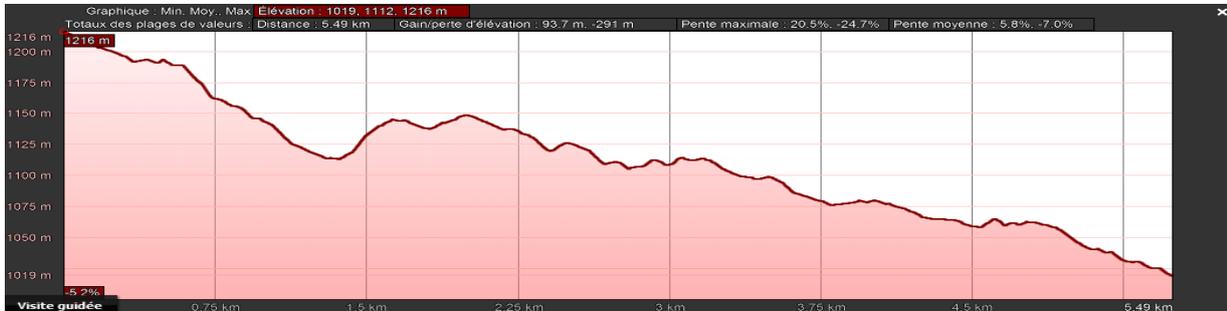


ANNEXE(13) : profil en long du tronçon de l'adduction par refoulement



ANNEXE(14) : profil en long des traçants de l'adduction gravitaire

Réservoir tampon vers Makhemra



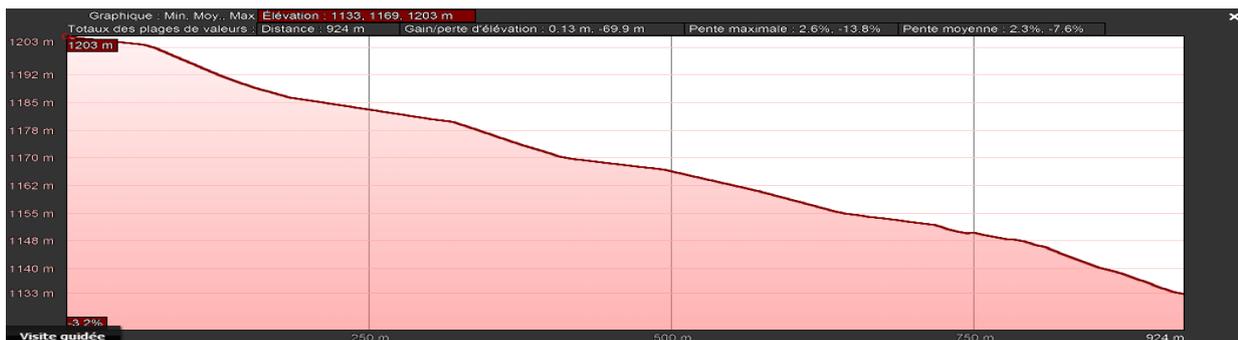
Brise de charge vers Lachbour



Réservoir tampon vers Zennouna Kebira



Point de piquage vers Zennouna Seghira



ANNEXE (8) : Caractéristiques de la deuxième station de reprise

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P6C/3/24/14A	
Caractéristiques requises	
Débit	10,8 l/s
Hauteur de refoulement	165 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

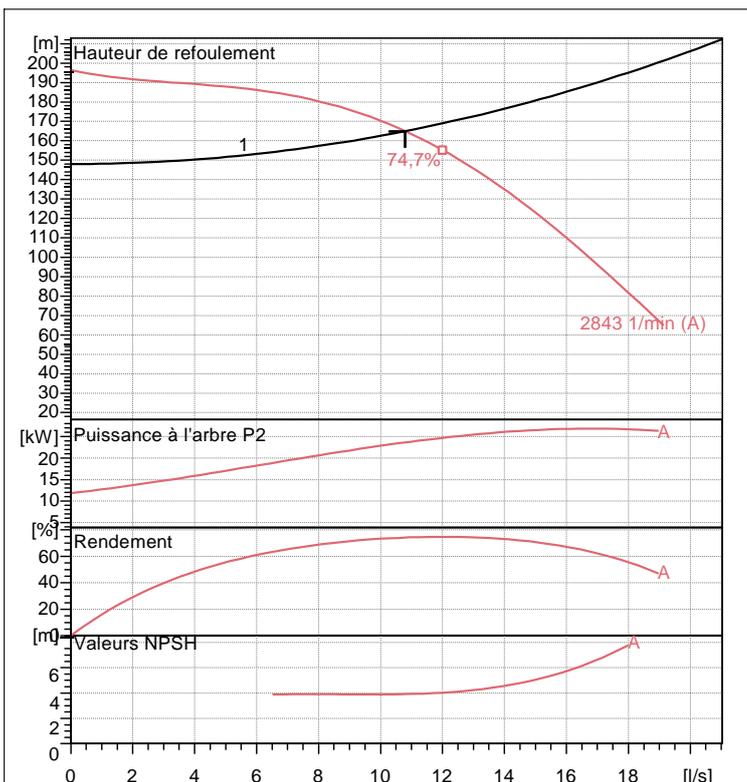
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10,8 l/s
Hauteur de refoulement	165 m
Puissance absorbée	23,6 kW
Rendement	74,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	196 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	364 kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Palier	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier cromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé

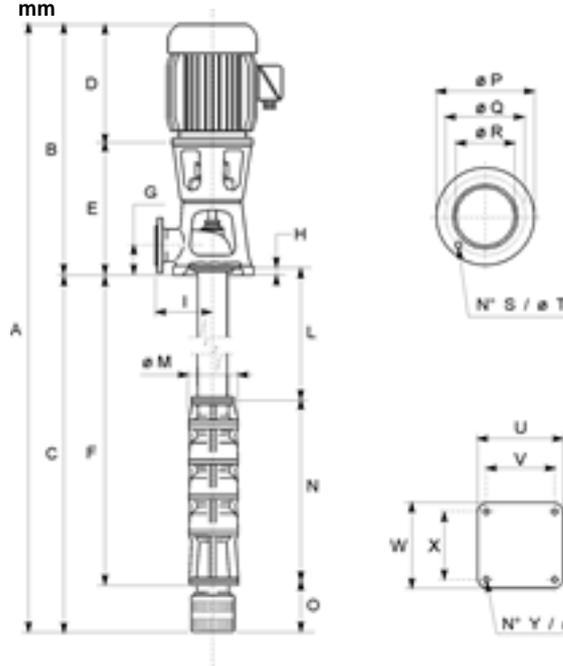


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 6328
- B = 1245
- C = 5083
- D = 605
- DN = 80
- E = 640
- F = 4905
- G = 140
- H = 38
- I = 280
- L = 3050
- M = 142
- N = 1855
- No = 4
- O = 178
- P = 200
- Q = 160
- R = 80
- T = 18
- U = 430
- V = 360
- W = 430
- X = 360
- Z = 22

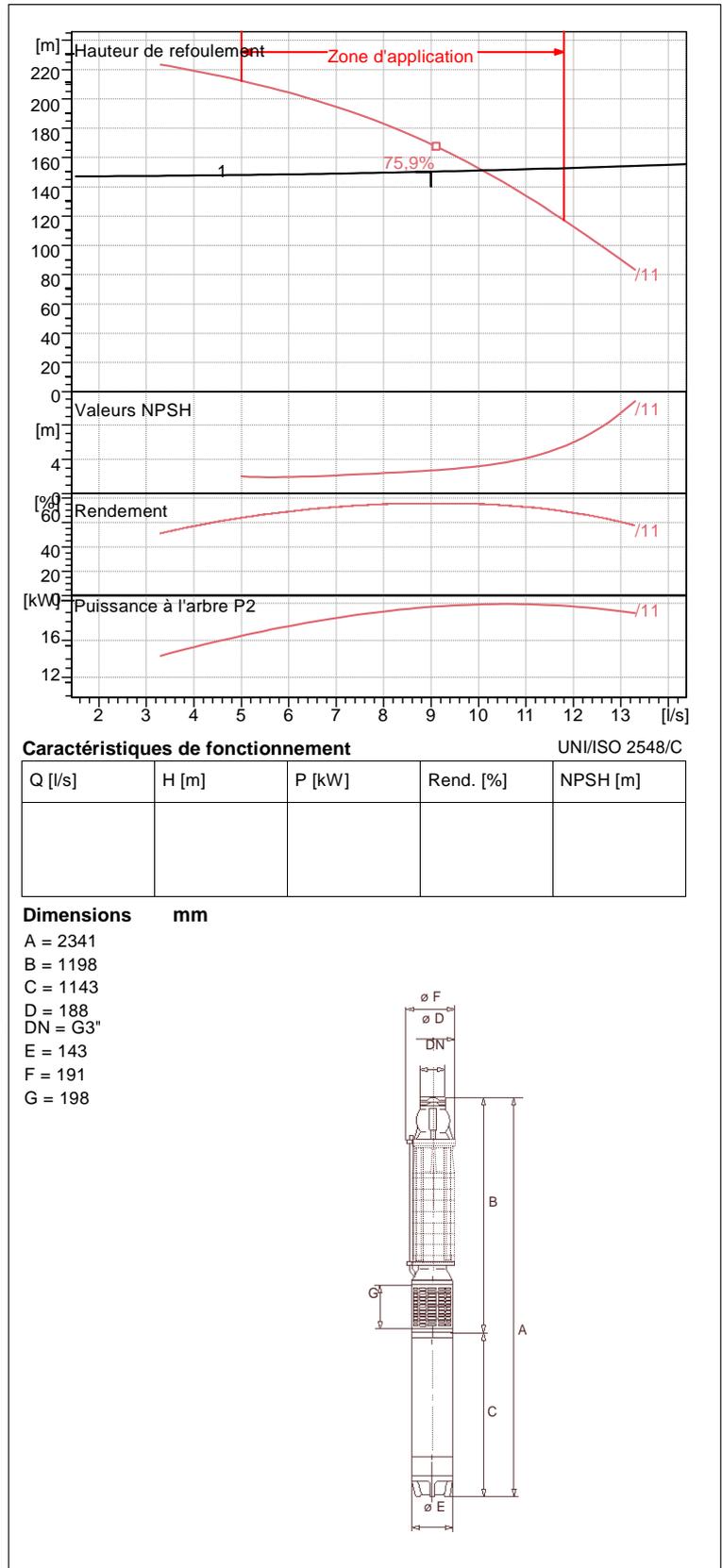


Notes:

Date 09.06.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

ANNEXE (6) : Caractéristiques de la pompe du forage

E8R35/11 + MCH630	
Caractéristiques requises	
Débit	9 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10,1 l/s
Hauteur de refoulement	151 m
Puissance absorbée	19,9 kW
Rendement	75,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	235 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	183 kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Roue	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Notes:

Date 09.06.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

ANNEXE (7) : Caractéristiques de la première station de reprise

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P6C/3/24/15A	
Caractéristiques requises	
Débit	10,8 l/s
Hauteur de refoulement	169 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

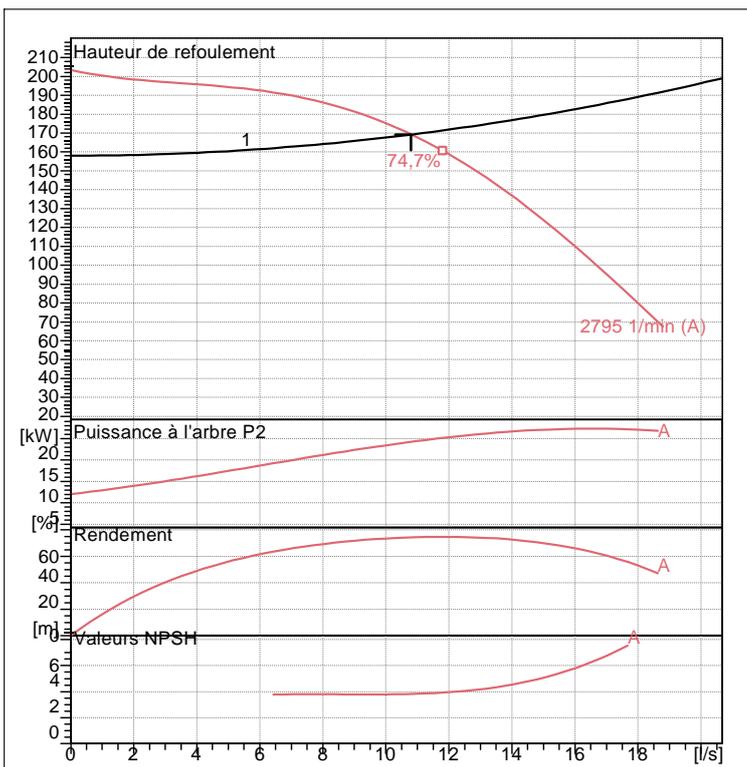
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10,8 l/s
Hauteur de refoulement	169 m
Puissance absorbée	24,2 kW
Rendement	74,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	203 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

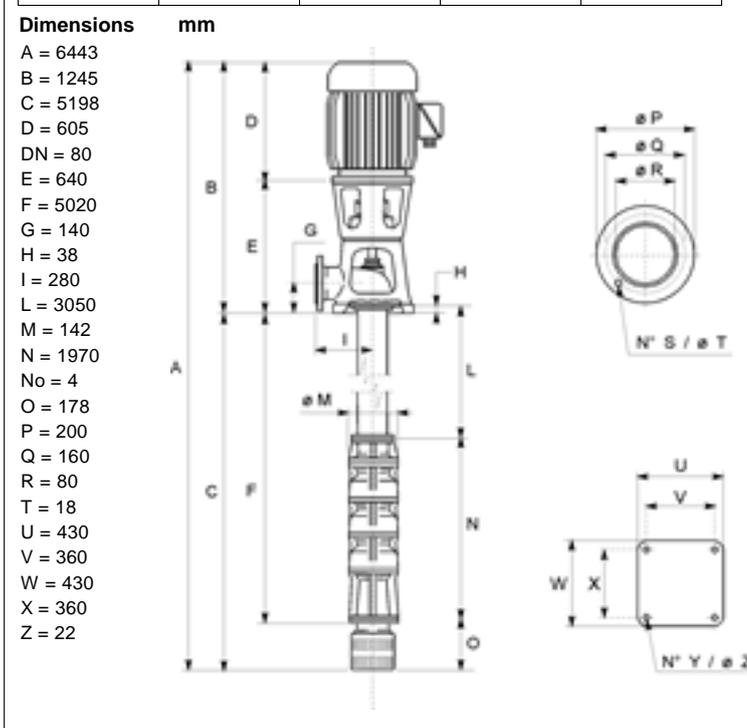
Caractéristiques générales	
Poids	370 kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Palier	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier cromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé



Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	203	10	40	3
10.8	169	24.2	74.3	8



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
09.06.2018	1		

Résumé

Dans le présent mémoire de fin d'étude, nous avons étudié le réseau d'alimentation en eau potable des quatre villages : Lachbour, Makhemra, Zennouna Kebira et Zennouna Seghira situés dans la Commune d'El Achir Wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Après avoir présenté la zone d'étude et estimé les besoins en eau potable des différentes catégories d'utilisateurs à l'horizon 2043, nous avons dimensionné les différents réservoirs d'eau ainsi que les conduites d'adduction du point de vue technico-économique. Puis nous avons fait le choix des pompes, ensuite nous avons procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier.

En fin, l'étude des réseaux de distribution des eaux des différents villages a eu lieu à l'aide du logiciel de simulation EPANET.

Mots-clés : distribution, adduction, réservoirs, station de reprise, coup de bélier

ملخص

في هذه المذكرة، تطرقنا لدراسة شبكة تزويد القرى الأربع: لاشبور، ماخيمرة، زنونة الكبيرة و زنونة الصغيرة التابعة لبلدية اليشير ولاية برج بوعريش بالمياه الصالحة للشرب.

بعد تقديم منطقة الدراسة وتقدير احتياجات مياه الشرب لمختلف فئات المستخدمين بحلول عام 2043، قمنا بحساب حجوم خزانات المياه المختلفة وأنابيب الإمداد من وجهة نظر تقنية واقتصادية. ثم قمنا باختيار المضخات المناسبة، ثم شرعنا في دراسة إمكانية ظهور المطرقة المائية.

وأخيراً، أجريت دراسة شبكات توزيع المياه لمختلف القرى بالاستعانة ببرنامج إيبانان.

الكلمات المفتاحية: تزويد، توزيع، محطة الإستئناف، خزان، المطرقة المائية.

Abstract

In this present dissertation, we made a study of water supply system for four villages: Lachbour, Makhemra, Zennouna Kebira and Zennouna Seghira, which are located in El Achir, Bordj Bou Arreridj. Once having presented the study zone and calculated water needs for several categories of users in 2043, we designed several water tanks as well as the water supply canalization in technico-economic side. Then, we made a choice of pumps to use, after that we proceeded to the verification of water hammer apparition. Finally, a study of the water distribution system of the several villages took place using the modeling software, EPANET.

Keywords: distribution, adduction, tanks, rework station, water hammer

Agzul

Deg leqdic-nney, neereḍ ad nezrew asiweḍ d uzuzer n waman yer ukuz n tuddar : Lachbour, Makhemra, Zennouna Kebira et Zennouna Seghira i d-yezgan deg tyiwant n Achir deg wayir n Bordj Bou Arreridj.

Seld mi d-neglem tamnaḍt iyef nga tazrawt-nney, ak d wayen uḥwajen yemdanen yemgaraden i waman yelhan i tisit sya yer 2043, neḥseb azal n lxeznat n waman ak d yiqadusen n usiweḍ s tmuḥli tasastant d tdamsant. Sin yer-s nefren trumbat ilaqen i wannect-a. Sin akkin nger tamawat yef yiqadusen n usembeḍ. Yer taggara, tettwxadem tezrawt yef uzetṭa n beṭṭu n waman i yal taddart s wahil n usezyan EPANET.

Tafirt tasarut : asiweḍ, beṭṭu n waman, lxeznat n waman, iqadusen, trumbat.