



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M. DJEGHLOUL Yakoub

M. FETTANE Alla Eddine

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTION EN EAU POTABLE DE BAZOUL COMMUNE DE TAHER WILAYA DE JIJEL

Soutenu le **25 /09 /2022** devant le jury composé de :

- Président : **M. BRAKENI A.**
- Promoteur : **M. CHENAFI A.**
- Examineur : **M. SAKHRAOUI F.**

Année Universitaire : 2021/2022

REMIRCIEMENT

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous adonné sagesse et courage pour faire correctement ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de travail, en particulier:

Mr CHENAFI AZZEDDINE, qui a bien voulu nous encadrer durant cemémoire de fin d'études.

Nos plus vifs remerciements aux personnels de la direction de l'hydraulique de la wilaya de JIJEL qui nous ont accueillis dans leurs bureaux et de nous avoir guidé.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter notre travail.
Nos enseignants qui ont toujours Réponses à nos questions sans oublier Nos chères familles et nos amis

Merci

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :
Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier pour leur encouragement, leur aide, le Soutien qu'ils m'ont apporté et le Sacrifice qu'ils ont fait pour moi, afin d'atteindre mon objectif, ainsi Leur éducation qui est la monnaie courante dans ma vie, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction.
Mes Frères et mes sœurs que dieu les garde pour nous
Mon binôme et sa famille.
Tous mes amis sans exception et un grand dédicace pour
Tous les étudiants du département d'hydraulique Spécialement
Tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

YAKOUB

DEDICACE

J'ai tout le plaisir de dédier ce mémoire à :

Mes chers parents : mon papa qui ont œuvré pour ma réussite de par leurs amours, sacrifices
et précieux conseils.

Mes chers frères et mes adorables sœurs et toute ma grande famille qui m'ont soutenue et
m'ont donné le courage pour accomplir ce travail

A tous mes amis et mes collègues spécialement

Djamel Eddine sans oublier mon binôme

Djeghloul Yakoub

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

Mes professeurs de département Hydraulique.

Alla-Eddine

SOMMAIRE

Introduction générale	Erreur ! Signet non défini.
I.1. Introduction	2
I.2. Situation géographique	2
I.3. La géologie du terrain	3
I.4. Climat	3
I.4.1 La température.....	3
I.4.2. La précipitation.....	4
I.4.3. Le vent.....	5
I.5. La sismicité	5
I.6. L'activité	5
I.7. Réseau d'AEP existant	6
I.8. Les ressource en eau	6
I.8.1. Les eaux de surfaces.....	6
I.8.2 Les eaux souterraines	6
Conclusion	6
II.1. Introduction	9
II.2 L'estimation des besoins en eau	9
II.2.1 Estimation du besoin futur	9
II.2.2 Estimation des besoins domestique	10
II.3 Consommation moyenne journalière	10
II.3.1 Consommation moyenne journalière des équipements.....	11
II.3.1.1 Besoin administratif.....	11
II.3.1.2 Besoins sanitaires	12
II.3.1.3 Besoins scolaires.....	12
II.3.1.4 Besoins socioculturels.....	12
II.3.1.5 Besoins commerciaux	13
II.3.1.6 Besoins de cheptels	14
II.3.2 Consommation moyenne journalière totale	14
II.3.3 Majoration de la consommation moyenne journalière	14
II.4 Etude des variations des débits journaliers	15
II.4.2 Consommation minimale journalière.....	16
II.4.3.1 Débit minimum horaire	17
II.4.3.2 Débit maximal horaire	18
II.4.4 Variation du débit horaire	19
Conclusion	21
III.1 Introduction	22
III.2 Principe fonctions d'un réservoir	22
III. 3 Choix du type de réservoir	22

III.4 Classification des réservoirs	23
III.4.1 Selon la nature des matériaux de construction	23
III.4.2 Selon les lieux.....	23
III.4.4 Selon la forme.....	23
III.5 Equipements hydraulique des réservoirs	24
III.5.1 Conduite d'Adduction	24
III.5.2 Trop-plein	24
III.5.3 Vidange.....	24
III.5.4 Conduite by-pass	25
III .6 System de matérialisation d'incendie	25
III.7 Capacité du réservoir	26
III.7.1 Détermination de la valeur de P (%).....	27
III.7.2 Le volume total du réservoir.....	27
III.8 Détermination des capacités des réservoirs	29
III.8.1 La méthode analytique.....	29
III.8.2 La méthode graphique	30
<i>Figure (III.5) : capacité du réservoir par la méthode graphique</i>	31
III.8.3 Le diamètre de réservoir	32
Conclusion	32
IV.1 Introduction	33
IV.2 Les type d'adduction	33
IV.2.1 Adduction gravitaire.....	33
IV.2.2 Adduction par refoulement.....	34
IV.2.2.1 Conditions économiques	34
IV.2.2.2 Conditions technique	35
IV.3 Choix du tracé	36
IV.4 Choix du type des conduites	36
IV.4.1 Conduite en PEHD	37
IV.4.2 Caractéristique des conduites en PEHD	37
IV.5 La pose de la conduite	38
IV.6 Dimensionnements de la conduite d'adduction	38
IV.6.1 Calcul de diamètre économique	39
IV.6.2 Calcul de la vitesse	40
IV.6.3 Calcul des pertes de charge	40
IV.6.3.1 Calcul des pertes de charge linéaire	40
IV.6.3.2 Calcul des pertes de charge singulière	41
IV.6.4 Calcul de la HMT	41
IV.6.5 La puissance absorbée par la pompe	41
IV.6.6 Energie consommé par la pompe	42

IV.6.6.1 Frais d'exploitation.....	42
IV.6.6.2 Frais d'amortissement.....	42
IV.6.6.3 Annuité.....	42
IV.7 Dimensionnement du diamètre d'adduction (application numérique).....	43
IV.7.1 Diamètre économique.....	43
IV.7.2 Calcul de HMT.....	44
IV.7.3 Calcul des frais d'exploitation.....	44
IV.7.4 Calcul des frais d'amortissement.....	45
IV.7.5 Calcul des frais total.....	45
V.1 Introduction.....	46
V. 2 Les différents types des pompes.....	46
V.2.1 Les Turbopompes.....	46
V. 2.2 Les pompes volumétriques.....	46
V.3 Choix de la pompe.....	47
V.4 Les courbes caractéristiques d'une pompe.....	48
V.4.1 La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ ».....	48
V.4.2 La courbe rendement- débit « $\eta = f(Q)$ ».....	48
V.4.3 La courbe des puissances absorbées débit « $P = f(Q)$ ».....	48
V.5 Le point de fonctionnement d'une pompe.....	49
V.5.1 Première variante : modification du temps de pompage.....	49
V.5.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement.....	49
V.5.3 Troisième variante : Rognage de la roue.....	49
V.6 Mode de couplage des pompes.....	50
V.6.1 Couplage en parallèle.....	50
V.6.2 Couplage en série.....	50
V.7 Le phénomène de la cavitation.....	51
V.8 Le choix de la pompe de projet.....	52
V.8.1 Modification du temps de pompage.....	53
V.8.2 Régulation par étouffement (vannage).....	54
V.8.3 Rognage de la roue.....	54
V.8.4 Modification de la vitesse de la rotation de la pompe.....	54
Conclusion.....	55
VI.1 Introduction.....	56
VI.2 Causes du phénomène de coupe de bélier.....	56
VI.3 Les conséquences du phénomène de coupe de bélier.....	56
VI.4 Les risques dus aux coups de bélier.....	56
VI.4.1. Cas de suppression.....	57
VI.4.2 Cas de dépression.....	57
VI.4.3 Fatigue de canalisation.....	57
VI.5 Systèmes de protection contre le coup de bélier.....	57

VI.5.1 Le volant d'inertie	57
VI.5.2 Les soupapes de décharge	58
VI.5.3 Les ventouses (Les reniflards).....	60
VI.5.4 Les réservoirs d'air	61
VI.6 La célérité d'onde.....	62
VI.7 Valeur numérique de coupe de bélier.....	63
VI.7.1 Cas de la fermeture brusque	63
VI.7.2 Cas de fermeture lente	64
VI.8 Calcule hydrauliques	64
VI.8.1 Données de base	64
Conclusion :.....	66
Conclusion générale	68

Liste des figures

Figure (I.1) : Levé topographique Bazoul (Taher)	2
Figure (I.2) : Localité du village Bazoul par google maps.....	3
Figure (I.3) : La température de la ville de Taher	5
Figure (I.4) : Précipitation mensuelle de la ville de Taher	6
Figure (III.1) : Conduite d'adduction	24
Figure (III.2) : Schéma du trop-plein et vidange.....	25
Figure (III.3) : Schéma de réserve d'incendie	25
Figure (III.4) : Schéma du réservoir	26
Figure (III.5) : Graphe de l'apport cumulé et distribution cumulé en fonction de temps	29
Figure (VI.1) : Adduction par refoulement	34
Figure (VI.2) : Adduction par refoulement	34
Figure (IV.3) : Tracé de la conduite d'adduction	39
Figure (IV.4) : schéma de l'adduction.....	49
Figure (V.1) : Schéma de Classification de pompe	47
Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	48
Figure (V.3) : Le point de fonctionnement de la pompe	53
Figure (VI.1) : Volant d'inertie	58
Figure (VI.2) : Concentration de la masse du Volant d'inertie	58
Figure (VI.3) : Soupape de décharge.....	59
Figure (VI.4) : Fonctionnement d'une soupape de décharge	59
Figure (VI.5) : Ventouse à trois fonctions.....	60
Figure (VI.6) : Ventouse à une seule fonction	60
Figure (VI.7) : Réservoir d'air	62

Liste des tableaux

Tableau (I .1) : Variation des températures moyennes maximales minimale en °C	5
Tableau (I .2) : Précipitation en mm.....	6
Tableau (II.1) : La population à l'horizon 2051	9
Tableau (II.2) : Consommation moyenne journalière à différents horizons	11
!Unexpected End of Formula	
Tableau (II.4) : Estimation des besoins sanitaires.....	12
Tableau (II.5) : Estimation des besoins scolaires	12
Tableau (II.6) : Estimation des besoins socioculturels.....	13
Tableau (II.7) : Estimation des besoins commerciaux	13
Tableau (II.8) : Estimation des besoins de cheptels	14
Tableau (II.9) : Consommation moyenne journalière totale	14
Tableau (II.10) : Consommation moyenne journalière majorée (domestique) à différents horizons.....	15
Tableau (II.11) : Les consommations moyennes, minimales et maximales journalière.....	16
Tableau (II.12) : Tableau de β_{\min} en fonction de nombre des habitants	17
Tableau (II.13) : Tableau de β_{\max} en fonction de nombre des habitants	18
Tableau (II.14) : Répartition de la consommation horaire	20
Tableau (III.1) : La capacité du réservoir par la méthode analytique	28
Tableau (III.2) : La capacité du réservoir par la méthode graphique	30
Tableau (IV.1) : Tableau représente les données de forage oued nil ON32	43
Tableau (IV.2) :Tableau représente le diamètre économique de la conduite d'adduction.....	43
Tableau (IV.3) : Calcul de la HMT	44
Tableau (IV.4) : Les frais d'exploitation du tronçon forage réservoir	44
Tableau (IV.5) : Les frais d'amortissement du tronçon forage réservoir	45
Tableau (IV.6) : Bilan global des frais du tronçon d'adduction.....	45
Tableau (VI.1) : Les différentes valeurs de K en fonction des matériaux.....	63
Tableau (VI.2) : Les caractéristiques de la conduite d'adduction.....	64

Liste des Symboles

N° : Numéro

mm : millimètre

Max : maximum

Min : minimum

RPA : Règlement Parasismique Algérien.

P : population future.

P₀ : Population actuel.

T : taux de croissance.

n : nombre des années.

L/j/hab : litre par jour par habitant.

hab : habitant.

Q_{moy j} : Débit moyenne journalier.

D : dotation moyenne journalier.

N_a : Nombre d'habitant

B_e : Besoin en eau.

N₀ : Nombre d'occupants de l'équipement

l/j/élève : litre par jour par élève

m³/j : mètre cube par jour.

l/j/eff : litre par jour par effectif.

l/j/établissement : litre par jour par établissement.

l/j : litre par jour

% : pourcentage.

Q_{moy j maj} : Débit moyenne journalier major

l/s : litre par seconde.

K_{max j} : Coefficient d'irrégularité maximal.

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

K_{max h} : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

K_{min h} : Coefficient d'irrégularité horaire minimal

α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population

α_{\max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération

β_{\max} : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération

$P \%$: pourcentage du régime de consommation horaire.

$Q_{\max j}$: Débit max journalier

Q_h : Débit horaire

m^3/h : mètre cube par heure.

V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation

$P (\%)$: Résidu maximal dans le réservoir.

R_{\max} : Les résidus maximaux trouvés dans la journée.

R_{\min} : Les résidus minimaux trouvés dans la journée.

V_t : Capacité totale du réservoir

V_{inc} : Volume d'incendie

V_u : Volume utile

PEHD : polyéthylène haute densité.

ΔH_L : Pertes de charge linière.

ΔH_S : Pertes de charge singulière.

ΔH_T : Pertes de charge totale.

λ : Coefficient des pertes de charge.

L : longueur de la conduite.

K : coefficient de rugosité.

Re : nombre de Reynolde.

H_g : Hauteur géométrique.

HMT : hauteur manométrique totale.

P_a : Puissance absorbé de la pompe.

η : rendement de la pompe.

E : énergie consommé par la pompe.

t : nombre d'heure de pompage.

F_{exp} : Frais d'exploitation.

F_{amor} : Frais d'amortissement.

e : prix unitaire d'un KWh

P_u : Prix unitaire de la conduite.

i: taux d'anuité.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

D_{int} : Diamètre intérieur

PN : pression nominale.

H_a : Hauteur d'aspiration.

J_a : Perte de charge à l'aspiration.

T_v : Tension de vapeur d'eau pompée.

Pa : Pascal.

KW : Kilo watt.

H_c: Charge totale en fonction du débit.

T_F : Temps d'aller et retour de l'onde.

a : La célérité d'onde.

Introduction général

Introduction générale

L'eau est le symbole de la vie sur terre, elle est indispensable à notre corps hu-main et à toutes les espèces vivantes sur la planète.

Elle participe à toutes les activités quotidiennes, domestiques, industrielles et agricoles. Dont la plus grande superficie occupée par un climat sec, et la croissance démographique qui a atteint un taux moyen de 3 %. La croissance rapide de la population dans les zones urbaines et l'évolution des modes de vie ont entraîné une augmentation significative du tissu urbain, impliquant une forte demande en eau.

Dans ce cadre l'objectif de notre projet de fin de cycle consiste à faire un réseau d'adduction pour alimenter le village de BAZOUL la commune de TAHER wilaya de JIJEL à l'horizon 2051 et résoudre le problème de manque d'eau.

On commence ce travail par une présentation de la zone d'étude dans le premier chapitre, ensuite nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau aux divers horizons dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs.

Après, dans le quatrième chapitre, nous allons dimensionner les conduites d'adduction en tenant compte des conditions technico-économiques.

Le cinquième chapitre, sera consacré au choix des pompes à adopter pour les différentes stations de pompage ;

Dans le sixième chapitre nous allons le phénomène de coup de bélier pour éviter tous les risques qui peuvent influencer le réseau, et on finira par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de site

I.1. Introduction

Notre étude a pour objectif le transport, le stockage et la distribution d'eau destinée à la population du secteur centre de Bazoul qui appartient à la ville de Taher. Pour mener à bien cette étude, le chapitre fera l'objet de la présentation de la ville de Taher du point de vue : géographique, topographique, climatique, démographique, urbain et rural... etc.

I.2. Situation géographique

L'agglomération secondaire de Bazoul est située au Nord-Est de la commune de Taher sur une colline qui s'étend de Dekkara au Sud jusqu'à Bazoul au Nord, elle est traversée par la route nationale (RN) 43 qui mène de Jijel à Skikda et dont le trafic routier est très dense. Elle est aussi traversée par la ligne de chemin de fer Jijel Ramdane Djamel et est dotée de la plus importante gare ferroviaire de la wilaya [17].

Le village de Bazoul est limité par :

- **Au Nord** par la mer méditerranée.
- **A l'Est** par Oued Nil et Oued Tassift.
- **A l'Ouest** par la centrale électrique et le port de DjenDjen
- **Au Sud** Ghedir El Merdj, AS El Redjla.



Figure (I.2) : Localité du village Bazoul par Google maps

I.2.1. Situation topographique [17]

La zone de Bazoul est localisée par les coordonnées géographiques suivantes :

- 36°48'54,97'' N
- 5°54'59,06'' E

L'agglomération secondaire de Bazoul, l'aire de notre actuelle étude, occupe une superficie totale de 352.10 ha, elle est constituée par deux noyaux urbains, matérialisés par 3 groupements d'habitat :

1^{er} Groupement

Occupant une superficie de 24 ha, situé au Nord- Ouest de l'agglomération et au Nord de la route nationale 43

2^{ème} Groupement

Occupant une superficie de 51.16 ha, situé dans la partie Est de l'agglomération et occupant sa partie centrale (du côté Sud de la RN 43), matérialisé par des constructions à usage d'habitat spontané, anarchique et ne répondant à aucune règle d'urbanisme

3^{ème} Groupement

Occupant une superficie d'environ 34 ha (cité Dradar), situé dans la partie Sud-Ouest de l'AS et du côté Sud de la RN 43.

I.3. La géologie du terrain

Les traits de la géologie locale sont très simples. La région de Taher appartient au bassin néogène marin de Jijel. Il est constitué de dépôts datant du mi- pliocène (tertiaire) et constitué par des marnes, des argiles, des calcaires et de dépôts actuels (quaternaire) qui correspondent aux sables dunaires, aux dépôts de terrasses alluviales et à des dépôts sur les versants.

I.4. Climat

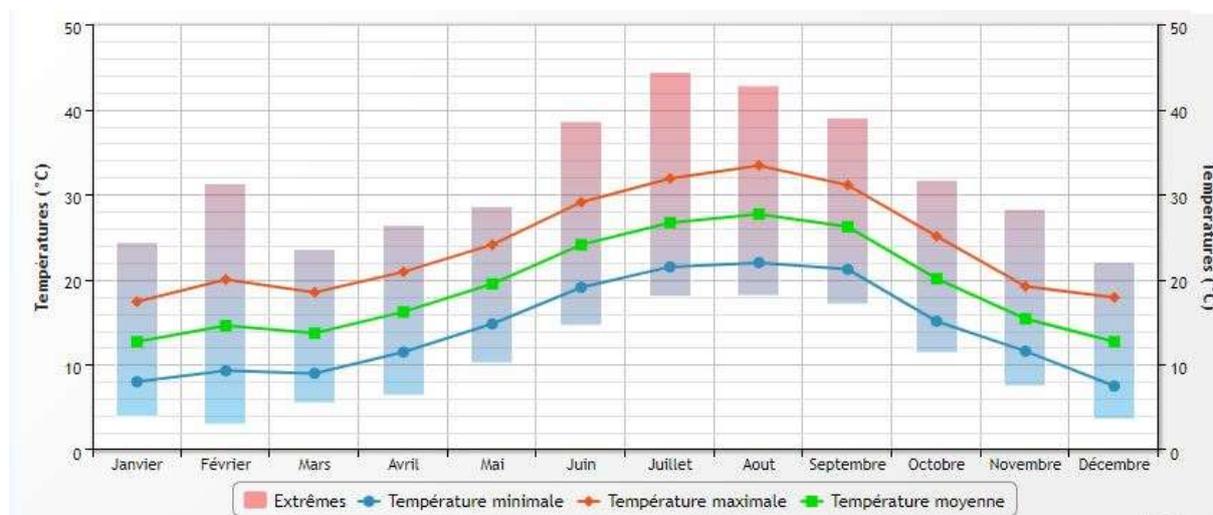
Les données relevées sur une période de 5 ans par la station de Taher sont résumées comme suit:

I.4.1 La température

La moyenne annuelle des températures est de 13,6 degrés pendant l'hiver et 26.2 degrés pendant l'été.

Tableau (I.1) : Variation des températures moyennes maximales minimale en (°C) [16]

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Température Moyenne	12,7	14,6	13,7	16,2	19,5	24,1	26,7	27,7	26,2	20,1	15,4	12,7
Température Moy min	8	9,3	9	11,5	14,8	19,1	21,5	22	21,2	15,1	11,6	7,5
Température Moy max	17,4	20	18,5	20,9	24,1	29,1	31,9	33,4	31,1	25,1	19,2	17,9

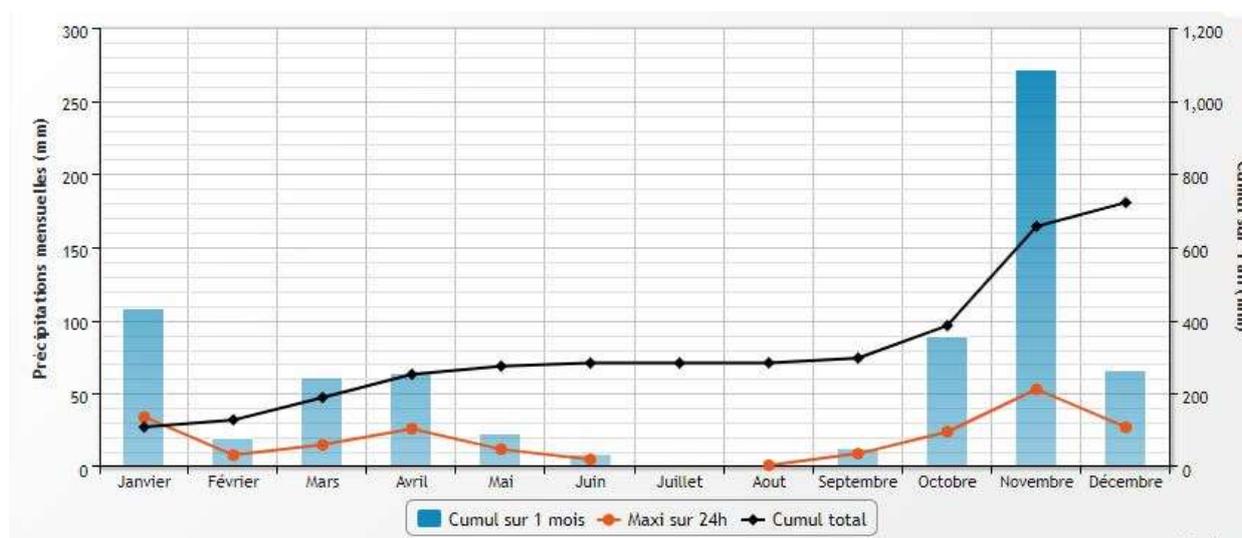
**Figure (I.3) : La température de la ville de Taher**

I.4.2. La précipitation [16]

La moyenne annuelle des précipitations est de 1091,6 mm ; la période de pluviométrie s'étend entre le mois d'Octobre et le mois de Avril, tandis que les mois les plus pluvieux sont les quatre mois qui sont Décembre avec 200 mm, Janvier 194 mm, Février 147 mm et Mars 127 mm ;

Tableau (I.2) : Précipitation en mm

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Pluies (mm)	194	147	127	63,6	22,2	8,2	0,0	1,1	12,6	88,8	271,2	200

**Figure (I.4) : Précipitation mensuelle de la ville de Taher [16]**

I.4.3. Le vent

Les vents dominants sont ceux du Nord-est et Nord-ouest. Ils sont généralement faibles et humides.

I.5. La sismicité

Cette région est classée dans la zone II a selon le règlement parasismique algérien (RPA). Elle est donc de sismicité moyenne mais pouvant entraîner des dégâts forts importants. Il serait nécessaire de prendre des précautions dans les zones à risque naturel (inondation, glissement du terrain) et dans les zones côtières.

I.6. L'activité

Le centre est à vocation agricole. Les cultures pratiquées sont essentiellement céréalières. L'industrie reste insignifiante car la région est dépourvue de projet pouvant mettre en valeur les ressources naturelles.

I.7. Réseau d'AEP existant

Le réseau d'AEP existant de la ville est composé des conduites de différents diamètres variant entre DN 40 et DN300 mm.

Le schéma directeur actuel du réseau d'AEP est dans l'incapacité de répondre aux besoins en eau de la ville à long terme, à cause de l'extension de la ville.

Le nouveau schéma spatial de la ville exige la projection d'un nouveau schéma directeur du réseau d'AEP afin de suivre l'évolution rapide en construction, cette dernière évolution n'a pas pris en considération la capacité de l'ancien réseau d'AEP.

I.8. Les ressources en eau

Notre région d'étude est caractérisée par une richesse des ressources en eau soit des eaux de surfaces ou souterraines

I.8.1. Les eaux de surfaces

Elle est confinée par l'ouest par oued nil avec une superficie de 27 km² et sa capacité 20Mm³/an et par l'est par oued djendjen, il reforme une nappe libre à une capacité de 10 Mm³/an avec un débit spécifique de 25 l/s/km² et par le sud ghdir el merdj a el redjla et oued sayoud qui l'un des affluents de oued nil avec l'oued boukraa et oued tassift et aussi le barrage de el agreem qui est situé sur l'oued el agreem à environ de 15 km au sud-est de la ville de Jijel (wilaya de jijel) il est destiné à l'alimentation en eau potable et industrielle et l'irrigation environ de 6500 ha des périmètres agricoles situés à l'aval

I.8.2 Les eaux souterraines

La wilaya de Jijel connaît des précipitations assez fortes, et l'on sait que les précipitations sont un facteur climatique majeur dans l'alimentation d'un réseau hydrologique régional et de ses systèmes aquifères, voici quelques forages qui existent tels que l'oued nil (ON32) pour son débit d'exploitation et 25 l/s et deux forages pour l'oued djendjen (D31) et (D32), leur débit total est de l'ordre de 50 l/s (chaque forage pompe un débit de 25 l/s) et un forage CTN 36etc [17].

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter notre secteur, connaître la situation géographique et le climat. Ces différentes informations représentent les premières données de

base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un réseau de distribution afin de résoudre tous les problèmes de notre agglomération.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

Il y a plusieurs critères qui influent sur les besoins d'une agglomération en eau potable, parmi ces critères le nombre de la population, les équipements sanitaire, le niveau de vie de la population, tourisme, les commerces et bien sur cette consommation ca diffère d'une période a une autre par exemple la consommation en été ce n'pas la même en hiver et aussi les activités de la zone (une ville, une petite agglomérationetc.)

II.2 L'estimation des besoins en eau

II.2.1 Estimation du besoin futur

D'après les informations que j'ai obtenu de la part de l'APC de Taher, la population de village de centre de Bazoul en 2021 est de à 7752 habitants.

Le calcul de l'agglomération future se fait par la formule des intérêts composés suivante :

$$p = p_0(1 + T)^n$$

Où :

- **P**: la population à l'horizon de calcul (2021,2051) ;
- **P0**: la population de l'année de référence (2021) ;
- **T**: taux d'accroissement naturel de la population en 1,17 % ; (RGRH) la Revue de Gestion des Ressources Humaines
- **n**: nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul considérés sont :

Long terme : 2051 (une durée de 30 ans).

Tableau (II.1) : La population à l'horizon 2051

Horizons	2021	2036	2051
Taux d'accroissement %	1.17	1.17	1.17
Bazoul (hab)	7752	9230	10989

II.2.2 Estimation des besoins domestique

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain, dans ses différents besoins à savoir la boisson, la douche, le ménage...etc. cette dotation est exprimée en litres/jour/habitant .

En général, on est amené à prévoir les quantités minimales suivantes par habitant et jour (selon Jaques Bonnin) :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant

De ce fait, nous estimons qu'une dotation de 150 litres / jour / habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins des habitants en eau potable car notre région est riche des ressource en eau

II.3 Consommation moyenne journalière

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

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{D \times N_a}{1000}$$

Avec :

- **Q_{moy j}**: Débit moyen de consommation en (m³/j).
- **D**: Dotation (l/j/hab).
- **N_a**: Nombre d'habitants.

Nous adopterons une dotation de 150 l/j /hab pour notre région, il est choisi pour répondre aux besoins quotidiens des habitants et en tenant compte des ressources disponibles. les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la dotation de village.

Tableau (II.2) : Consommation moyenne journalière à différents horizons

Année	2021	2051
Population	7752	10989
Consommation (m³/j)	1162.8	1648.35

II.3.1 Consommation moyenne journalière des équipements

Les besoins des différentes catégories des équipements (scolaires, sanitaires, administratifs et commerciaux) qui sont collecté au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont estimés par le nombre d'occupation :

Nous utilisons l'expression suivante

$$B_e = N_0 \times D$$

Avec :

- **N₀**: Nombre d'occupants de l'équipement.
- **D** : Dotation de la consommation (l/j/occupant).
- **B_e** : Besoin en eau (m³/

II.3.1.1 Besoin administratif

Le tableau ci-dessous regroupe tout l'équipement administratif de village

Tableau (II.3) : Estimation des besoins administratif

Agglomération	Etablissement	Effectif	Dotation (L /j/eff)	Besoin en eau (m³/j)
Bazoul	Poste	07	15	0.105
	Siege APC	20	15	0.3
Totale				0.405

II.3.1.2 Besoins sanitaires

Au plan sanitaire, le village dispose d'une salle de soins et un cabinet médical, les résultats sont présentés dans le tableau (II.4)

Tableau (II.4) : Estimation des besoins sanitaires

Agglomération	Etablissement	Nombre	Dotation (L /j/)	Besoin en eau (m³/j)
Bazoul	Salle de soins	1	600	0,6
	Cabinet médicale	1	500	0,5
Totale				1,1

II.3.1.3 Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont donnés dans le tableau Suivant :

Tableau (II.5) : Estimation des besoins scolaire

Agglomération	Etablissement	Effectif	Dotation (L /j/élève)	Besoin en eau (m³/j)
Bazoul	Lycée (1)	600	15	9
	Ecole secondaire (2)	800	15	12
	Ecole primaire (3)	720	15	10,8
Totale				31,8

II.3.1.4 Besoins socioculturels

Les habitants des autres villages de la commune utilisent également ces équipements. Cette

Les résultats sont présentés dans le tableau (II.6)

Tableau (II.6) : Estimation des besoins socioculturels

Agglomération	Etablissement	Effectif	Dotation (L /j/eff)	Besoin en eau (m ³ /j)
Bazoul	Maison de jeune	25	15	0.375
	Mosquée (2)	800	20	16
Totale				16,375

II.3.1.5 Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux incluent tout type de commerce sont présenter dans le tableau(II.7) ci-dessous :

Tableau (II.7) : Estimation des besoins commerciaux

Agglomération	Etablissement	Nombre	Dotation (L /j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Bazoul	Boulangerie et pâtis- siers	5	750	3,75
	Pharmacie	2	100	0,2
	Café	11	200	2,2
	Alimentions	18	80	1,2
	Restaurant	4	650	2,6
	Cyber café	2	60	0,12
	Boucherie	2	200	0,4
	Salon de coiffure	6	200	1,2
Totale				11.67

II.3.1.6 Besoins de cheptels

Avec une dotation de 1500 l/j/eff , les besoins cheptels sont donnés dans le tableau(II.8)

Tableau (II.8) : Estimation des besoins de cheptels

Agglomération	Cheptels	Effectif	Dotation (L /j/eff)	Besoin en eau (m³/j)
Bazoul	Ferme de vache	3	1500	4,5
Totale				4,5

II.3.2 Consommation moyenne journalière totale

La consommation moyenne journalière totale égale la somme des différentes consommations de l'agglomération et ça représente dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.9) : Consommation moyenne journalière totale

Agglomération	Catégorie des besoins	Besoin en eau (en 2051)
Bazoul	Administratif	0.405
	Scolaires	31,8
	Socioculturels	16,375
	Commerciaux	11.67
	Cheptels	4,5
	Domestique	1648.35
	Sanitaire	1,1
Totale		1714.2

II.3.3 Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on applique une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement

- Soit aux fuites chez le consommateur (robinets).
- A la qualité de pose.
- A la consommation non quantifiée.

- Aux fuites chez le consommateur.
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont fonction du type de tuyau, vieillissent du réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien.

Tableau (II.10) : Consommation moyenne journalière majorée (domestique) à différents horizons

Année	Population	$Q_{moy j}$ (m ³ /j)	$Q_{moy j}$ majoré (m ³ /j)
2021	7752	1162.8	1279.08
2051	10989	1648.35	1885.62

II.4 Etude des variations des débits journaliers

Pendant l'année, on a une journée où la consommation est élevée (débit maximal ou de point), et on a une journée où la consommation est faible (débit minimale), cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journaliere}}{\text{consommation moyen journaliere}} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moy j}}$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journaliere}}{\text{consommation moyen journaliere}} = \frac{Q_{min j}}{Q_{moy j}}$$

- $K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximale.
- $K_{min j}$: Coefficient d'irrégularité horaire minimale.

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{max j} = K_{max j} \times Q_{moy j}$$

- $K_{max j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3

Nous optons donc pour : $K_{max j} = 1,1$.

II.4.1 Coefficient d'irrégularité journalier minimal :

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il permet de connaître le débit minimal jour-

nalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9. [3]

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy } j}}$$

- $Q_{\min j}$: débit minimum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

II.4.2 Consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit de la journée la moins chargée de l'année, ou la consommation est la plus faible :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} \times k_{\min j}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy } j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).
- $k_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum.

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalière sont réunies dans le tableau suivant :

Tableau (II.11) : Les consommations moyennes, minimales et maximales journalière

Consommation moyenne journalière majoré de 1885.62 (m^3/j)			
Débits (m^3/j)	$Q_{\text{moy } j}$ majoré	$Q_{\min j}$	$Q_{\max j}$
Coefficient d'irrégularité	1	0,8	1,1
Consommations moyennes (m^3/j)	1885.62	1508.5	2074.18

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. La somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les consommations maximales et minimales horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\min h}$, $k_{\max h}$) [3].

II.4.3.1 Débit minimum horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire. Il est exprimé par la formule suivante :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min}$$

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour Notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.5$;
- β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Avec :

$$Q_{\min h} = \frac{K_{\min h} \times Q_{\max j}}{24}$$

Les valeurs de β_{\min} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II.12) : Tableau de β_{\min} en fonction de nombre des habitants

Nombre Des habitants $\times 10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\min}	0.1			0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Le nombre d'habitants total de la ville est 10989 à l'horizon de 2051. De ce fait le coefficient β_{\min} nécessaire est de :

Pour 10000 habitants $\beta_{\min} = 0,4$

Pour 20000 habitants $\beta_{\min} = 0,5$

On calcule pour 10989 habitants :

$$\beta_{\min} = \frac{(\beta_{\min 1} \times (P - P_2)) + (\beta_{\min 2} \times (P_1 - P))}{P_1 - P_2}$$

$$\beta_{\min} = \frac{(0,4 \times (10989 - 10000)) + (0,5 \times (20000 - 10989))}{20000 - 10000} = 0.49$$

$$\beta_{min} = 0.49$$

On calcule les valeurs précédents :

$$k_{min h} = 0,5 \times 0,49$$

$$k_{min h} = 0,245$$

$$Q_{min h} = \frac{0,215 \times 2074.18}{24}$$

$$Q_{min h} = 18,58 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.4.3.2 Débit maximal horaire

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{max h} = \frac{K_{max h} \times Q_{max j}}{24}$$

- $k_{max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$k_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

- α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons $\alpha_{max}=1,3$).
- β_{max} : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération

Tableau (II.13) : Tableau de de β_{max} en fonction de nombre des habitants

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

Le nombre d'habitants total de la ville est 10989 à l'horizon de 2051. De ce fait le coefficient β_{max} nécessaire est de :

Pour 10000 habitants $\beta_{max1} = 1.3$

On calcule pour 10989 habitants :

$$\beta_{max} = \frac{(\beta_{max1} \times (P - P2)) + (\beta_{max2} \times (P1 - P))}{P1 - P2}$$

$$\beta_{max} = \frac{(1,3 \times (10989 - 10000)) + (1,2 \times (20000 - 10989))}{20000 - 10000}$$

$$\beta_{\max} = 1,25$$

Après les calculs , on trouve les valeurs de $k_{\max h}$, $Q_{\max h}$:

$$k_{\max h} = 1,625$$

$$Q_{\max h} = 140,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.4.4 Variation du débit horaire

La demande en eau dans un système d'alimentation en eau potable varie selon l'année, la saison, la journée et même d'une heure à l'autre au cours de la même journée. Cette demande dépend étroitement du niveau de vie qui évolue sans cesse, des conditions météorologiques variables avec la saison et même avec la journée, et de l'heure de la journée à laquelle elle se manifeste

Ainsi la consommation en eau potable des populations varie de façon importante ; elle est très influencée par le type du dispositif d'alimentation en eau, la disponibilité de la pression, les habitudes culturelles, les normes et les modes de vie, l'utilisation qui est faite de l'eau, ainsi que son coût et sa qualité [1].

Pour notre cas l'estimation de la population à l'horizon de 2051, le nombre d'habitants est de 10989 habitants, donc le coefficient de répartition des débits se situe dans la zone de moins 20000 habitants.

Nous obtenons la répartition de $Q_{\max j}$ sur les 24 heures.

$$Q_h = P \% \times Q_{\max j}$$

- **P %**: pourcentage du régime de consommation horaire.
- **$Q_{\max j}$** : Débit max journalier (m^3/j)
- **Q_h** : Débit horaire (m^3/h)

Tableau (II.14) : Répartition de la consommation horaire

Heurs	Consommation total $Q_{Maxj} = 2074.18 \text{ m}^3/\text{j}$	
	Coefficients de consommation (%)	Consommation (m^3/h)
0-1	1	20.74
1-2	1	20.74
2-3	1	20.74
3-4	1	20.74
4-5	2	41.48
5-6	3	62.23
6-7	5	103.71
7-8	6,5	134.82
8-9	6,5	134.82
9-10	5,5	114.08
10-11	4,5	93.34
11-12	5,5	114.08
12-13	7	145.19
13-14	7	145.19
14-15	5,5	114.08
15-16	4,5	93.34
16-17	5	103.71
17-18	6,5	134.82
18-19	6,5	134.82
19-20	5	103.71
20-21	4,5	93.34
21-22	3	62.23
22-23	2	41.48
23-24	1	20.74

Remarque :

Le débit max horaire de village de Bazoul est de **145.19** (m^3/h) de midi à 14 h

Conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé les besoins en eau de la zone de Bazoul commune de Taher wilaya de Jijel. On a trouvé que le débit maximal journalier est de 2074.18 (m^3/j), soit 24 l/s à l'horizon 2051 ce qui nous permettra d'évaluer la capacité optimale du réservoir.

Ces calculs sont nécessaires afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes aux populations.

Chapitre III

Les réservoirs

III.1 Introduction

La majorité des installations d'adductions et de distribution d'eau contient des réservoirs. Le réservoir c'est un ouvrage hydraulique réalisé pour le stockage de l'eau, c'est un élément très important dans le réseau d'alimentation en eau potable ces ouvrages destinés pour la consommation publique ou industrielle ils permettent essentiellement de réguler le débit et la pression entre la phase de consommation et la phase de production.

III.2 Principe fonctions d'un réservoir

On peut classer les fonctions principales assurées par les réservoirs selon deux points de vue, soit technique ou économique :

Du point de vue technique :

Le réservoir assure les fonctions suivantes :

- La sécurité d'approvisionnement ;
- La régulation de la pression ;
- La simplification de l'exploitation.

Du point de vue économique :

Le réservoir permet la réduction:

- Des investissements sur les ouvrages de production;
- Des investissements sur le réseau de distribution ;
- Des dépenses d'énergie.

Aussi les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux différents incidents à titre d'exemple une panne électrique pouvant arrêter la station de pompage, remplacement d'une pompe, accident sur la conduite de refoulement...etc. Ils offrent aussi les quantités d'eau nécessaires pour combattre efficacement les incendies [5].

III. 3 Choix du type de réservoir

Le choix du type de réservoir à réaliser dépend essentiellement de la topographie de la zone à desservir et de la capacité requise. Pour notre projet, le terrain du site présente un relief accidenté, donc nous opterons pour des réservoirs semi-enterrés en béton armé car ce type présente plusieurs avantages dont :

- L'effet économique sur les frais de construction ;
- Une étude architecturale très simplifiée ;
- L'étanchéité est plus facile à réaliser ;
- La conservation de l'eau à une température constante [4].

III.4 Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères:

III.4.1 Selon la nature des matériaux de construction

Selon la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

III.4.2 Selon les lieux

Selon les conditions locales, ils peuvent être :

- Enterrés ;
- Semi enterrés ;
- Surélevés sur tours.

Compte tenu des multiples utilisations des réservoirs, ils peuvent être classés come :

- Les réservoirs de traitement
- Les réservoirs d'équilibre
- Les réservoirs de stockage

III.4.4 Selon la forme

Généralement, on retrouve deux formes dans la pratique, qui sont :

- Rectangulaire ;
- Cylindrique ;

Il existe aussi des réservoirs d'une forme quelconque (sphérique, conique,...)

III.5 Equipements hydraulique des réservoirs

III.5.1 Conduite d'Adduction

La conduite d'adduction son débouché dans réservoir, elle s'effectue par deux méthode

Sois avec une adduction gravitaire, sois par refoulement et l'obturation se réalise grâce à un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ou avec un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement

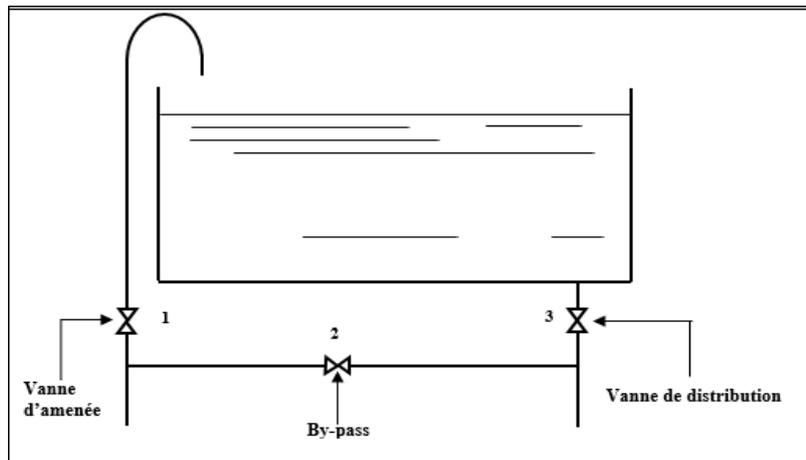


Figure (III.1) : Schéma de la conduite d'adduction

III.5.2 Trop-plein

Lorsque l'eau atteint le réservoir, ce tuyau doit drainer l'excès d'eau qui atteint le réservoir limite maximale, ou en cas de défaillance du système d'arrêt de la pompe. Les déversements entraîneront des sorties à proximité (Figure III.2).

III.5.3 Vidange

C'est au point bas du réservoir et relié au tuyau de trop-plein, il dispose d'un robinet-vanne (Figure III.2).

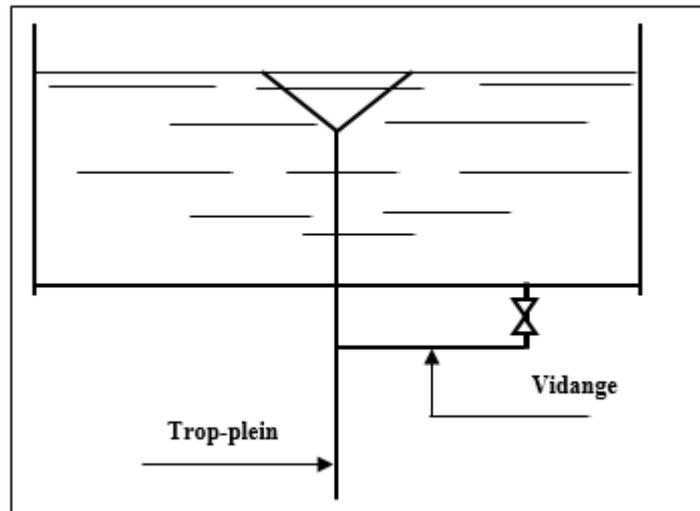


Figure (III.2) : Schéma du trop-plein et vidange

III.5.4 Conduite by-pass

Lors du nettoyage ou de l'entretien du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon :

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

III .6 System de matérialisation d'incendie

Il faut assurer une réserve qui permettant de lutter contre un incendie, il faut interdire son utilisation, pour cela, on utilise un système en siphon (voir la figure (III- 3))

En temps normale:(1) est fermé et (2) est ouvert.

En cas d'incendie il suffit d'ouvrir le (1), la réserve dans ce cas est une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

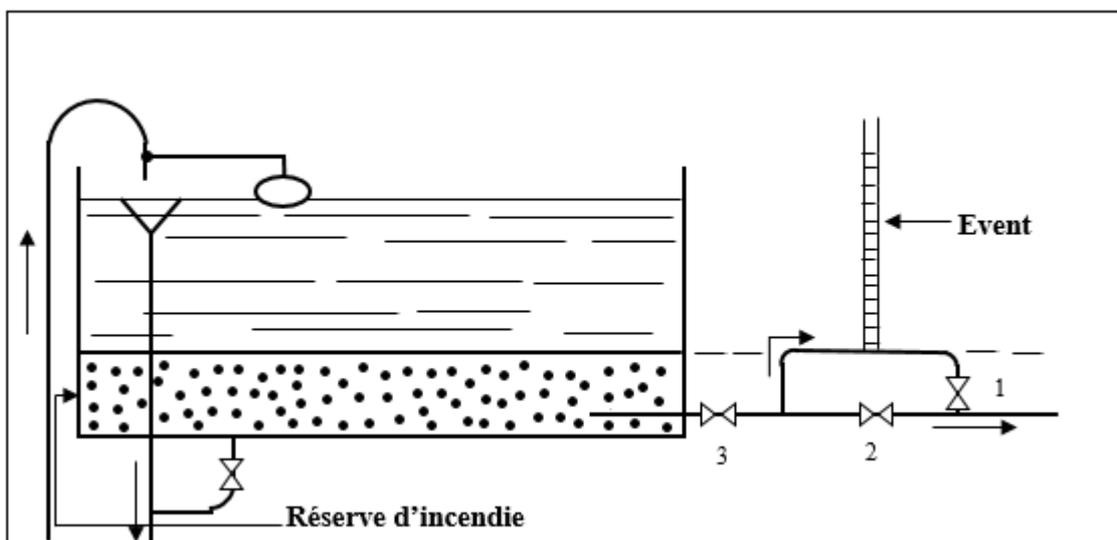


Figure (III.3) : Schéma de réserve d'incendie

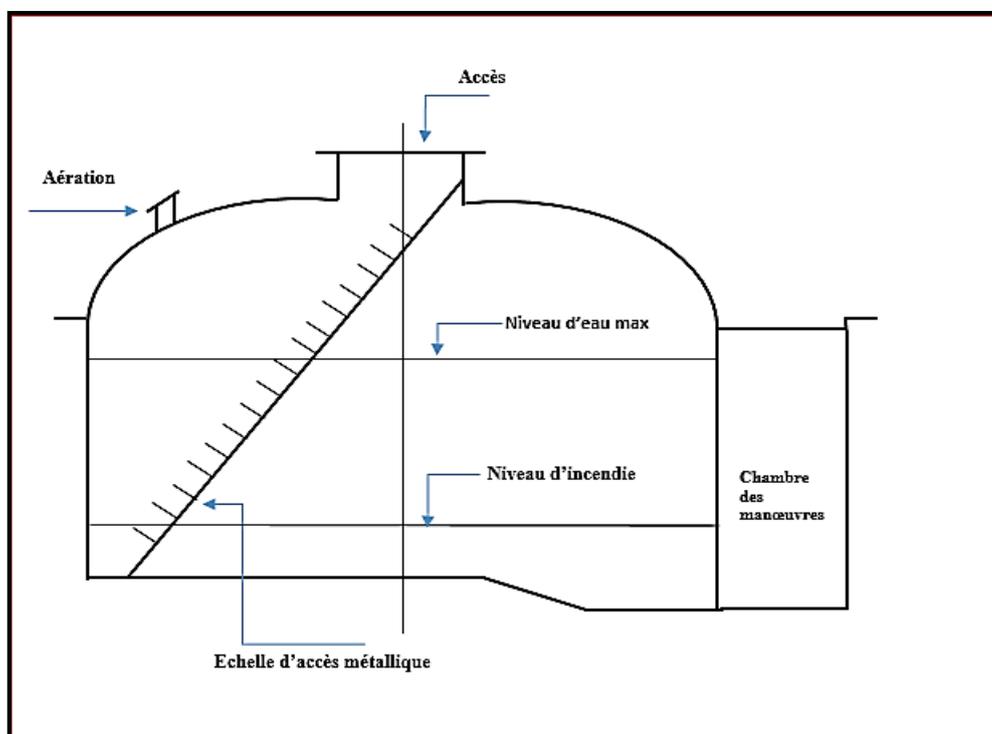


Figure (III.4) : Schéma du réservoir

III.7 Capacité du réservoir

Le volume du réservoir est principalement déterminé par le débit entrant, qui est uniformément réparti pendant le temps de pompage, et le débit sortant, qui varie en fonction de la consommation horaire du jour le plus chargé de l'année.

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

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

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

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

Avec :

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

III.7.1 Détermination de la valeur de P (%)

On a les valeurs des coefficients de variation $k_{\max h}$, on répartit la consommation maximale journalière sur 24 heures

on répartit le débit de pompage (20 heures) tout au long du jours

On détermine la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation et se présenter au tableau ci-dessous

Ensuite on détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximale de P%, qui sera calculé par la formule suivant :

$$P_{\max} = |R_{\max} (\%)| + |R_{\min} (\%)|$$

Avec :

- R_{\max} : Les résidus maximaux trouvés dans la journée ;
- R_{\min} : Les résidus minimaux trouvés dans la journée.

III.7.2 Le volume total du réservoir

En calcule par la formule suivante :

$$V_t = V_u + V_{\text{incen}}$$

Avec :

- V_t : capacité totale du réservoir (m^3)
- V_{incen} : volume d'incendie estimé à 120 (m^3)
- V_u : volume utile en (m^3)

III.8 Détermination des capacités des réservoirs

III.8.1 La méthode analytique

Le nombre d'habitant de Bazoul est de 10989 habitants et la consommation maximale journalière est de 2074.18 m³/j donc il faut assurer une distribution vers le village de Bazoul pour un pompage de 20 heures

Tableau (III.1) : La capacité du réservoir par la méthode analytique

Heures	Apport%	Distribution%	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	0	1.5		-1.5	-1.5
1-2	0	1.5		-1.5	-3
2-3	5	1.5	3.5		0.5
3-4	5	1.5	3.5		4
4-5	5	2.5	2.5		6.5
5-6	5	3.5	1.5		8
6-7	5	4.5	0.5		8.5
7-8	5	5.5		-0.5	8
8-9	5	6,25		-1.25	6.75
9-10	5	6.25		-1.25	5.5
10-11	5	6.25		-1.25	4.25
11-12	5	6.25		-1.25	3
12-13	5	5		0	3
13-14	5	5		0	3
14-15	5	5,5		-0.5	2.5
15-16	5	6		-1	1,5
16-17	5	6		-1	0,5
17-18	5	5,5		-0.5	0
18-19	5	5		0	0
19-20	5	4.5	0.5		0.5
20-21	5	4	1		1.5
21-22	5	3	2		3.5
22-23	0	2		-2	1.5
23-24	0	1		-1	0.5

Calcul de p% :

$$P\% = |R_{\max} (\%)| + |R_{\min} (\%)|$$

$$P\% = |8.5| + |-3| = 11.5$$

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

$$V_u = \frac{2074.18}{100} \times 11.5 = 238.53 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_{\text{incen}}$$

$$V_t = 217.79 + 120 = 337.79 \text{ m}^3$$

III.8.2 La méthode graphique

Le tableau suivant représente la capacité de réservoir par la méthode graphique

Tableau (III.2) : La capacité du réservoir par la méthode graphique

Heures	Apport%	Apport cumule% A_c	Distribution%	Distribution cumule% D_c	$A_c - D_c$
0-1	0	0	1.5	1.5	-1.5
1-2	0	0	1.5	3	-3
2-3	5	5	1.5	4.5	0.5
3-4	5	10	1.5	6	4
4-5	5	15	2.5	8.5	6.5
5-6	5	20	3.5	12	8
6-7	5	25	4.5	16.5	8.5
7-8	5	30	5,5	22	8
8-9	5	35	6,25	28.25	6.75
9-10	5	40	6.25	34.5	5.5
10-11	5	45	6.25	40.75	4.25
11-12	5	50	6.25	47	3
12-13	5	55	5	52	3
13-14	5	60	5	57	3

14-15	5	65	5,5	62,5	2,5
15-16	5	70	6	68,5	1,5
16-17	5	75	6	74,5	1,5
17-18	5	80	5,5	80	0
18-19	5	85	5	85	0
19-20	5	90	4,5	89,5	0,5
20-21	5	95	4	93,5	1,5
21-22	5	100	3	96,5	3,5
22-23	0	100	2	98,5	1,5
23-24	0	100	1	99,5	0,5

A partir du tableau (III.2) nous avons pu tracer la courbe distribution cumulée et apport cumulé en fonction du temps. (Figure III.5)

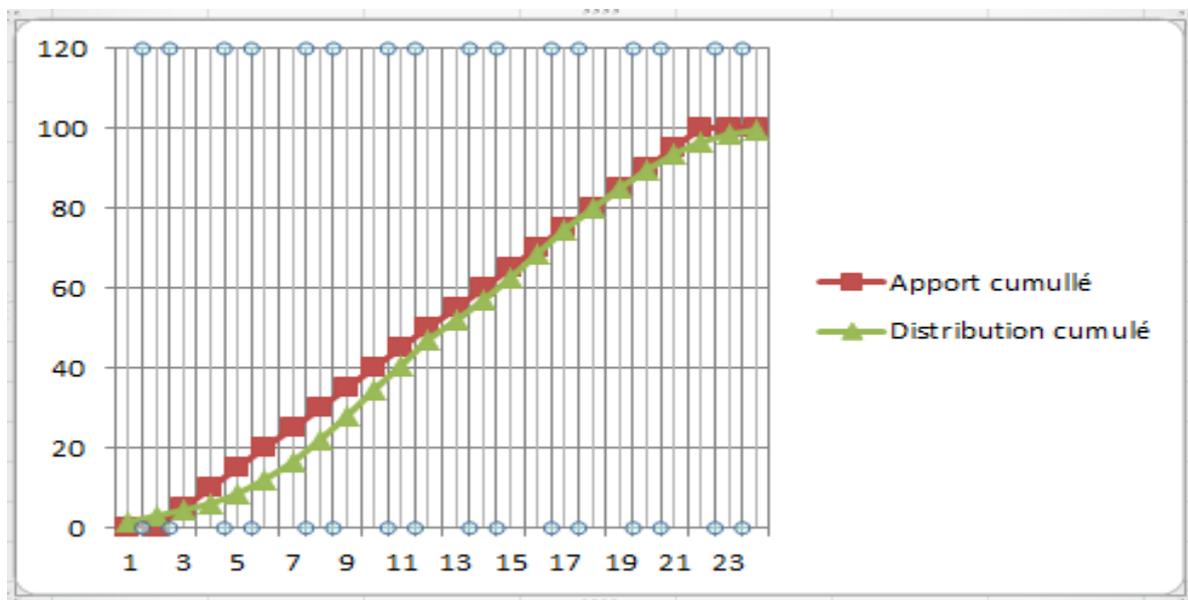


Figure (III.5) : capacité du réservoir par la méthode graphique

Détermination de p% :

$$P\% = |-V| + |+V|$$

$$P\% = |-3| + |8.5| = 13$$

$$V_u = \frac{Q_{\max j}}{100} \times P\%$$

$$V_u = \frac{2074.18}{100} \times 11.5$$

$$V_u = 238.53 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_{\text{incen}}$$

$$V_t = 238.53 + 120 = 358.53 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé est égal à 400 m^3

III.8.3 Le diamètre de réservoir

On va réaliser un réservoir d'une capacité de 400 m^3 d'une forme cylindrique

$$V_r = \frac{\pi D^2}{4} \times H_r$$

$H_r : [3 : 6] \text{ m} \rightarrow$ on prend $H_r = 5 \text{ m}$

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi H_r}}$$

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times 400}{3,14 \times 5}} = 10.1 \text{ m}$$

- D_r : Diamètre du réservoir

En prend le diamètre normalisé 10.1 m

Conclusion

Après tous les calculs pour le dimensionnement du réservoir, il s'est avéré nécessaire de concevoir un réservoir d'une capacité totale de 400 m^3 . Après avoir déterminé les dimensions définitives du réservoir, il nous semble nécessaire de déterminer les dimensions des canalisations (conduite d'adduction) qui acheminent l'eau de la pompe au réservoir, étude qui sera détaillée dans le chapitre suivant

Chapitre IV

Adduction

IV.1 Introduction

Dans chaque étude de réseau AEP, il nous est souvent demandé de remonter l'eau du point de prélèvement au point de stockage, cette technique s'appelle l'adduction et se définit comme une technique utilisée pour transporter l'eau des barrages, des forages ou des ressources naturelles à travers un réseau de canalisations jusqu'aux réservoirs.

Le but de ce chapitre est de déterminer le type et le diamètre de tuyauterie utilisé pour acheminer l'eau vers la zone d'intérêt.

IV.2 Les type d'adduction

Il existe deux types d'adduction :

IV.2.1 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette disposition, commandée par la configuration des lieux ou par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement gravitaire [5]. L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par 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 étudiée pour pouvoir transiter le débit voulu.

➤ Avec les conduites forcées

Il est fait appel à l'écoulement sous pression. Or, pour l'écoulement d'un même débit, les pertes de charge seront plus importantes dans une conduite forcée que dans un aqueduc à faible pente présentant le même diamètre, quand le plan d'eau correspond au passage du débit maximal. En conséquence, si la pente disponible est très faible et, surtout, s'il s'agit d'un débit important à transiter, l'aqueduc apparaîtra, a priori, comme étant la solution la plus indiquée [5].

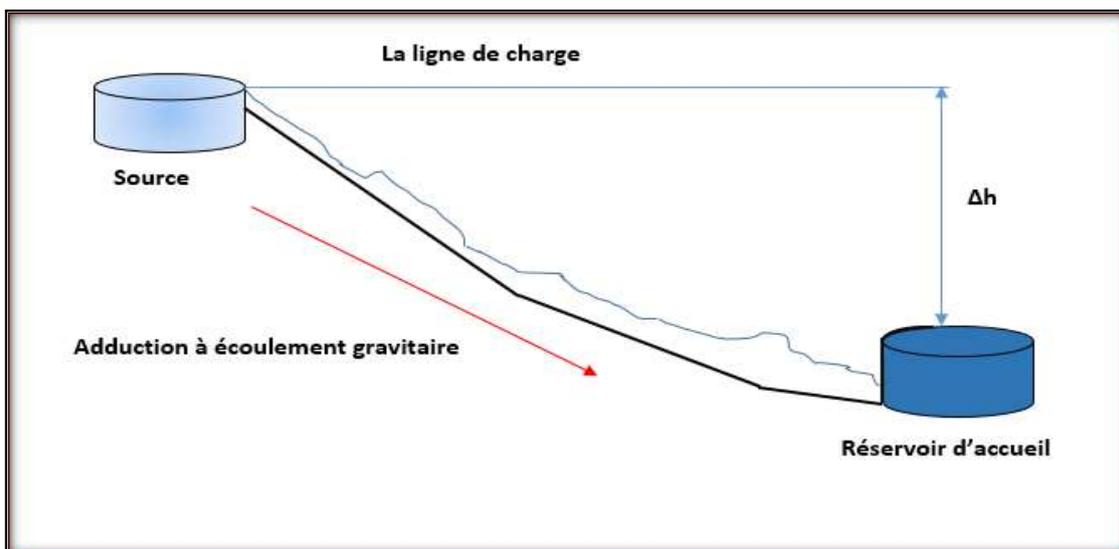


Figure (VI.1) : Schéma d'adduction gravitaire

IV.2.2 Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. Nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, tout d'abord du point de vue technique, puis du point de vue économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux. Nous verrons, par la suite, les conditions d'établissement de la station de pompage [5].

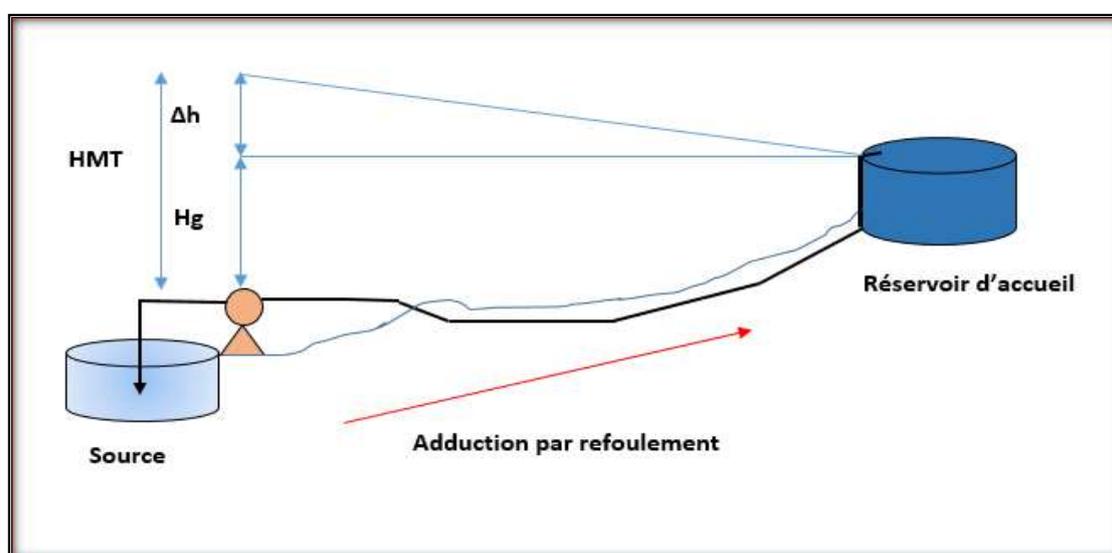


Figure (VI.2) : Schéma d'adduction par refoulement

IV.2.2.1 Conditions économiques

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, perte de charge J , sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante. Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la canalisation
- les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente

Par suite de la diminution des pertes de charge. Une formule très simple permet de dégrossir le problème et est utilisée encore à l'heure actuelle par les techniciens. C'est la formule dite de BRESSE qui donne le diamètre économique D refoulant un débit Q m³/s :

$$D = 1,50\sqrt{Q}$$

IV.2.2.2 Conditions technique

En vue de l'établissement de la conduite de refoulement, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation. Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer. De plus, en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de bélier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaître en ces points hauts, en régime transitoire, par suite de la dépression régnant dans la conduite (on le verra à propos de l'étude du coup de bélier).

Une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation au cours de la phase de surpression qui succède.

En conséquence, la présence de points hauts sur un refoulement peut faire craindre de graves incidents d'exploitation ou peut entraîner des frais supplémentaires (construction de cheminées d'équilibre) pour y pallier. Il y a donc tout intérêt de les éviter.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter butées importantes. A cet effet, on sera peut-être

amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de routes et il sera parfois nécessaire d'acquérir des terrains particuliers.

Par ailleurs, dans un but d'économie du projet, il sera tenté d'allier au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court. On y gagnera en frais de premier établissement mais, aussi, en exploitation de la station, car les pertes de charge, donc, nous le verrons, la hauteur d'élévation et, partant, l'énergie consommée, croissent avec la longueur. Il est bien certain que les impératifs ci-dessus ne pourront pas toujours être observés en raison de la topographie des lieux. Le tracé idéal est celui qui correspond à une rampe régulière de la station pompage vers le réservoir.

IV.3 Choix du tracé

L'intrigue nécessite les éléments suivants :

- Les sections doivent être les plus régulières et les plus courtes possibles (trop profondes et trop profondes sont parfois inévitables) pour réduire les coûts d'investissement ;
- Les contours seront étudiés pour faciliter l'évacuation de l'air ;
- pour les canalisations longues (plusieurs kilomètres) il est utile de prévoir plusieurs vannes d'arrêt pour faciliter les éventuelles réparations ;
- les contre-pentes pouvant entraîner des restrictions d'air plus ou moins difficiles à évacuer en cours d'exploitation doivent être évitées ;
- Il est nécessaire de concevoir une mise en page plate avec des coins larges pour éviter les arrêts perceptibles. Pour cette raison, l'itinéraire balisé ne suit pas facilement l'accotement de la route.

IV.4 Choix du type des conduites

Il est difficile de prétendre qu'un matériau est meilleur qu'un autre. Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critères parmi lesquels :

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

- La qualification des exploitants ;
- Les usages locaux ;
- Les facilités d'entretien et de modification.

Il existe plusieurs types de matériaux de conduites, chacun ayant ses avantages et ses inconvénients, les plus utilisées dans l'alimentation en eau potable sont :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ductile ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité) [5].

Des conduites de type PEHD ont été sélectionnées pour notre étude

IV.4.1 Conduite en PEHD

Ce sont, à l'aube de nos jours, les tuyaux qui dominent le marché des petits et moyens diamètres aux raisons des particularités suivants :

Raccords :

Résistant à la traction :

- Manchons soudés, pour diamètres extérieurs de tuyaux jusqu'à 160 mm.
- Soudures bout à bout, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 90 mm.
- Raccords à brides, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.
- Raccords métalliques avec bague de serrage ou de blocage; résistant à la traction selon les indications de l'usine.

Mobiles :

- Raccords à emboîtement, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.

IV.4.2 Caractéristique des conduites en PEHD

- Apte à prendre en charge de grandes pressions.
- Sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.
- Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.
- Faible rugosité.

IV.5 La pose de la conduite

Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière.

La pose en terre constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer la conduite dans une tranchée de largeur suffisante (minimum 0,60 m). Une distance variant de 0,60 à 1,20 m doit être gardée entre le niveau du sol et la génératrice supérieure du tuyau.

Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose (gravier ou pierre cassée) de 0,15 à 0,20 m d'épaisseur. La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

Si la conduite traverse des terrains marécageux, il faut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armé ou des pieux atteignant le bon sol.

Lorsqu'il faut franchir une rivière ou un canal, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont route, s'il existe. Un siphon peut aussi être utilisé pour traverser un canal ou une rivière (exemple : le siphon qui traverse le canal de Bizerte pour alimenter la ville, le pont est en effet mobile).

Notons aussi qu'il faut procéder à l'épreuve des tuyaux d'une conduite primitivement posée. Il s'agit d'un essai visant à vérifier la stabilité de la conduite ainsi que l'étanchéité des joints, sous une pression de service majorée de 50 % de sécurité [6].

IV.6 Dimensionnements de la conduite d'adduction

Dans la figure ci-dessous notre proposition de tracé de la conduite d'adduction de forage ON32 vers le réservoir

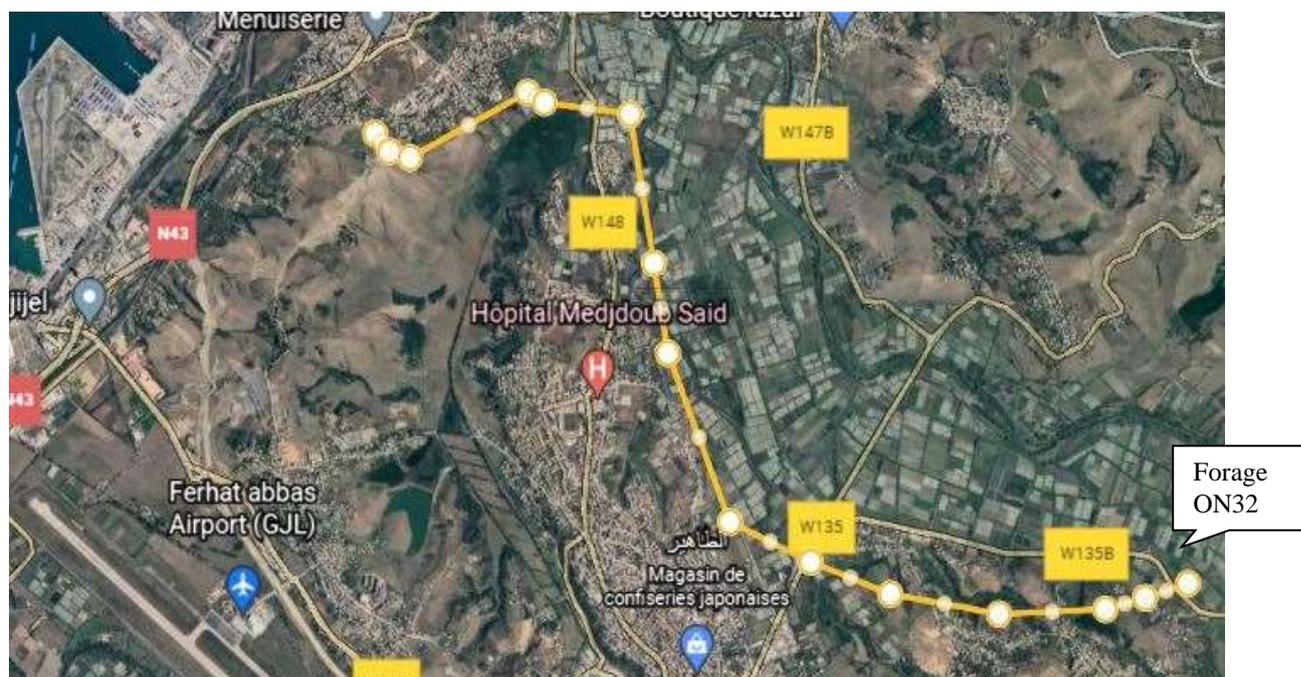


Figure (IV.3) : Tracé de la conduite d'adduction [7]

IV.6.1 Calcul de diamètre économique

Dans notre cas c'est un refoulement :

Cette recherche comprend le choix du diamètre le plus économique. Cette sélection est basée sur :

- Le diamètre du tuyau doit passer le débit le plus élevé à un débit acceptable, en veillant à ce que la pression de service soit compatible avec la résistance du tuyau.
- Les coûts d'investissement (coûts d'exploitation et d'amortissement) sont proportionnels au diamètre du tuyau.

La vitesse d'écoulement doit être entre 0.5 m/s et 1.5 m/s. Une fois le débit connu, le diamètre de conduite peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$D = 1,50\sqrt{Q} \quad (\text{formule de Bress})$$

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{formule de Bonin})$$

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

On choisira le diamètre entre les deux valeurs calculées par la formule BONNIN et BRESS, qui est le plus économique.

IV.6.2 Calcul de la vitesse

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

Avec :

- **Q** : le débit dans la conduite en m³/s
- **D** : le diamètre de la conduite en m

IV.6.3 Calcul des pertes de charge

Pendant le déplacement de l'eau d'un endroit à un autre l'eau perd sa force progressive-ment due à la force exercée des parois de la conduite de refoulement, cette perte liée à la longueur et diamètre de la conduite ainsi aux singularités (vanne les coudes ...etc.)

Cette perte présentée par deux formes :

- perte de charge linéaire
- perte de charge singulière

IV.6.3.1 Calcul des pertes de charge linéaire

On calcule la perte de charges par la formule (DARCY) suivante :

$$\Delta h_L = \frac{\lambda L V^2}{2gD}$$

- **Δh_L** : Les pertes de charge linéaire
- **D** : diamètre de la conduite en (m)
- **λ** : Coefficient de perte de charge
- **L** : longueur de la conduite en (m)
- **V** : La vitesse d'écoulement en m/s

Il existe deux formules pour calculer λ :

- **La formule de NIKORADZI :**

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2}$$

- **la formule de COLEBROOK :**

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

- **K**: coefficient de rugosité

$$\text{Si } D \leq 200 \text{ mm ; } k = 0,01$$

$$\text{Si } D \geq 200 \text{ mm ; } k = 0,02$$

- **Re** : nombre de Reynolds ($Re = \frac{VD}{\nu}$)
- **V**: Viscosité cinématique du liquide ($10^{-6}m^2/s$).

IV.6.3.2 Calcul des pertes de charge singulière

Dans les conduites en PEHD les pertes de charge singulière sont à 10% des pertes de charge linéaire donc :

$$\Delta h_s = \Delta h_L \times 0.1$$

Avec :

- **Δh_s** : Les pertes de charge singulière

Donc les pertes de charge totale :

$$\Delta h = \Delta h_s + \Delta h_L$$

$$\Delta h = 1,1\Delta h_L$$

IV.6.4 Calcul de la HMT

C'est la somme des pertes de charge totale et la hauteur géométrique qui sera calculée par la formule suivante :

$$HMT = H_g + \Delta h$$

- **H_g** : hauteur géométrique (m)
- **Δh** : perte de charge totale (m)

IV.6.5 La puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance disponible, c'est-à-dire la puissance absorbée au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe, qui se calcule par la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho g Q \times HMT}{10^3 \times \eta}$$

Avec :

- ρ : La masse volumique d'eau.
- η : Rendement de la pompe (75%).
- Q : Débit a refoulé en (m³/s).
- P_a : La puissance de la pompe en (KW).
- HMT : Hauteur manométrique totale en (m).

IV.6.6 Energie consommé par la pompe

On calcul l'énergie consomme par ma pompe avec la formule suivante :

$$E = P_a \times t \times 365$$

Avec :

- t : nombre d'heure de pompage.
- E : Energie consommé par la pompe en (KWh).

IV.6.6.1 Frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = E \times P_{\text{unitaire}}$$

- F_{exp} : Frais d'exploitation en (DA).
- P_{unitaire} : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4.472 DA par la SONELGAZ.

IV.6.6.2 Frais d'amortissement

$$F_{\text{amor}} = P_{u1} \times L \times A$$

- P_{u1} : Prix unitaire de la conduite
- F_{amor} : Frais d'amortissement en DA
- L : longueur de la conduite en mètre
- A : annuité

IV.6.6.3 Annuité

L'annuité est déterminée comme suit :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

Avec :

- i : taux d'annuité (8%)

- **n** : nombre d'année d'amortissement (30ans)

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30}-1} + 0,08 = 0,089$$

IV.7 Dimensionnement du diamètre d'adduction (application numérique)

IV.7.1 Diamètre économique

Le village de Bazoul alimenté par forage d'oued nil (ON32) ce forage est situé sur la rive gauche d'oued Nil, sur la terrasse des alluvions anciennes, à l'est et en contre bas du village de béni Metrane, actuellement, il est fonctionnel, son débit d'exploitation est de 25 l/s.

On a :

Tableau (IV.1) : représente les données du forage oued nil ON32

Hauteur géométrique H_g (m)	Langueur de la conduite d'adduction L (m)	Le débit de forage Q (l/s)
90-(32-15)=73	6750	25

On calcule le diamètre par deux formules :

Tableau (IV.2) :Tableau représente le diamètre économique de la conduite d'adduction

Formules	BRESS	BONNIN
	$D=1,50\sqrt{Q}$	$D=\sqrt{Q}$
Diamètre économique (m)	0,237	0,158

On prend le diamètre commercial (200mm-250 mm)

IV.7.2 Calcul de HMT

Les calculs présentés par le tableau suivant :

Tableau (IV.3) : Calcul de la HMT

D_{ext} (m)	D_{inter} (m)	V (m/s)	L (m)	Re	λ	Δh_L (m)	Δh_s (m)	Δh (m)	HMT (m)
0,2	0,176	1,028	6750	180928	0,038	78,5	7,85	86,35	159,35
0,25	0,220	0,658	6750	144760	0,098	66,35	6,635	72,985	145,985

IV.7.3 Calcul des frais d'exploitation

Le frais d'exploitation est évalué en fonction des facteurs suivants :

La consommation d'énergie et le prix du kilowattheure (kWh) d'électricité, qui sont dans le tableau(IV.4)

Tableau (IV.4) : Les frais d'exploitation du tronçon forage réservoir

frais d'exploitation							
Tronçon	D_{ext} (m)	HMT (m)	Q (l/s)	P_a	E (KWH)	$P_{unitaire}$ (da)	$F_{exploitation}$ (da)
1	0,2	159,35	25	52,11	380403	4,472	1701162,22
	0,25	145,985	25	47,74	348502	4,472	1558500,944

IV.7.4 Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont présentés au tableau ci-dessous :

Tableau (IV.5) : Les frais d'amortissement du tronçon forage réservoir

frais d'amortissement					
Tronçon	D _{ext} (m)	Annuité	P _{u1} (da)	L (m)	F _{amor} (da)
1	0,2	0,089	4351,83	6750	2614361,87
	0,25	0,089	6702,675	6750	4026632,006

IV.7.5 Calcul des frais total

Tous les frais seront présentés au tableau ci-dessous :

Tableau (IV.6) : Bilan global des frais du tronçon d'adduction

Frais total				
	D _{ext} (m)	F _{amor} (da)	F _{exploitation} (da)	Totale (da)
1	0,2	2614361,87	1701162,22	4315524,09
	0,25	4026632,006	1558500,944	5585132,92

Schémas d'adduction

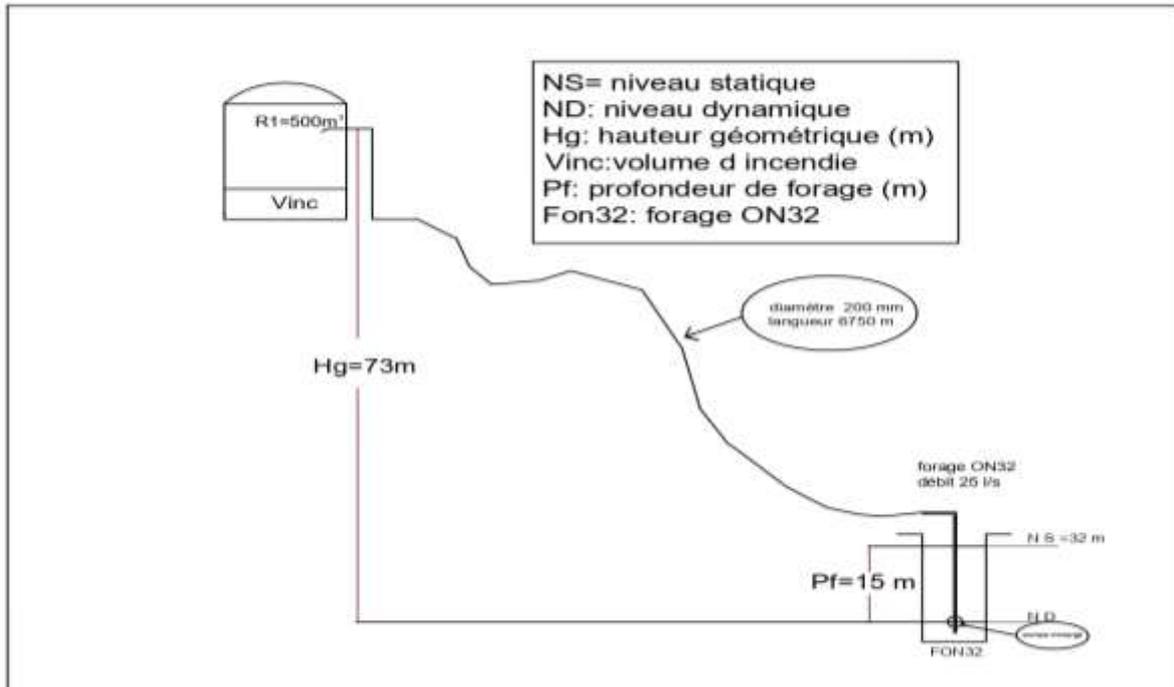


Figure (IV.4) : schéma de l'adduction

Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé toutes les caractéristiques hydrauliques de la conduite d'adduction : les pertes de charge, la hauteur manométrique totale, le diamètre...etc. En fin on a estimé les frais totaux d'exploitation et d'amortissement, et on a choisi le diamètre le plus économique répondant à toutes les exigences, 200 mm pour le PEHD PN16.

Chapitre V

Pompes

V.1 Introduction

Pour assurer une adduction d'eau de forage vers le réservoir de stockage nous sommes obligés de faire un pompage on utilise des pompes. la pompe est une machine hydraulique qui fournit de l'énergie à un fluide, cette énergie permet au fluide de s'écouler dans une canalisation pour le déplacer au plus haut niveau.

V. 2 Les différents types des pompes

Il existe deux grandes catégories de pompes : Les Turbopompes, Les pompes volumétriques.

Dans les Turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Dans les Pompes Volumétriques, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement) [7].

V.2.1 Les Turbopompes

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge.

Ce sont les plus employées. On distingue :

- Les pompes centrifuges (à basse et haute pression),
- Les pompes hélices,
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

V. 2.2 Les pompes volumétriques

L'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide. Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux. Elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées.

On distingue :

- Les pompes rotatives,
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages,
- Les pompes à piston (alternatives).

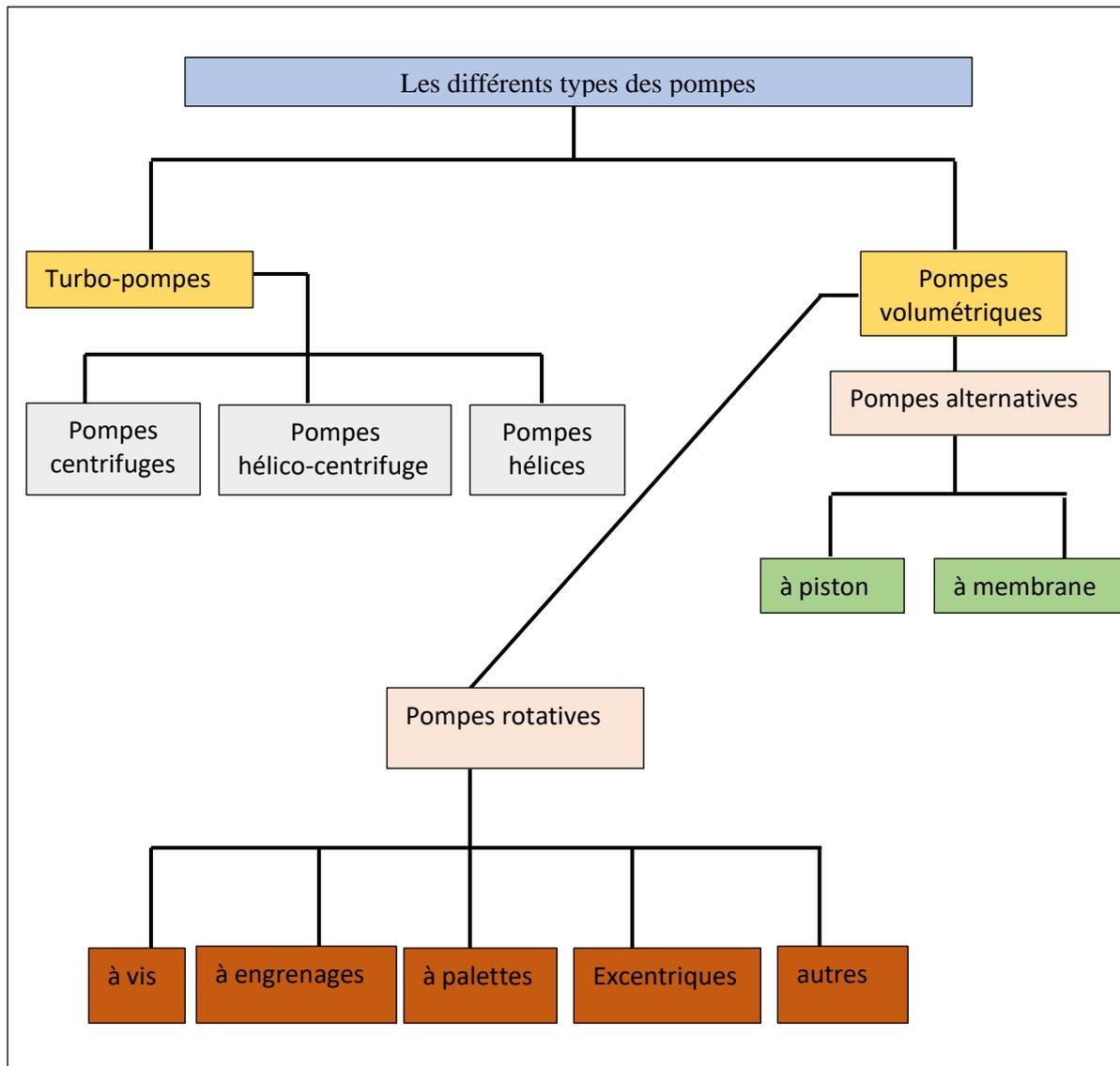


Figure (V.1) : Schéma représente les différents types des pompes.

V.3 Choix de la pompe

Les paramètres qui influencent sur le choix de la pompe sont :

- Le débit (Q).
- La hauteur manométrique totale (HMT).
- Le rendement de la pompe (η).
- La vitesse de rotation (N).
- La vérification de conditions de non cavitation.

Ces paramètres nous permettent de choisir le type de pompe convenable.

Il y'a autres paramètres pour choisir la pompe [8] :

- Le paramètre commercial du prix de revient de la pompe
(achat, montage, garantie, délai de livraison, poids, volume, service après-vente)
- Le paramètre de la durée de vie et coût de la maintenance.
- Le paramètre de la disponibilité de l'énergie et son coût (Électricité, gaz, carburant...).

V.4 Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe on représentées par les courbes suivantes :

V.4.1 La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les changements de la hauteur manométrique totale peut être fournie par la pompe en fonction du débit.

V.4.2 La courbe rendement- débit « $\eta = f(Q)$ »

Cette courbe exprime les valeurs du rendement en fonction du débit.

V.4.3 La courbe des puissances absorbées débit « $P = f(Q)$ »

Cette courbe présente la variation des puissances absorbées en fonction des débits

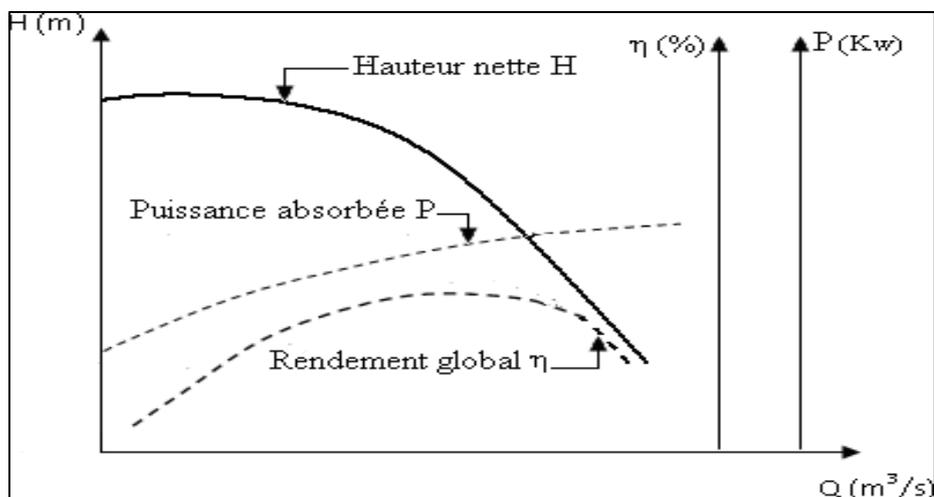


Figure (V.2) : Schéma des Courbes caractéristiques d'une pompe

V.5 Le point de fonctionnement d'une pompe

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

En particulier dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications [9].

V.5.1 Première variante : modification du temps de pompage

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

$$T' \times Q = T \times Q_1$$

D'où

$$T' = \frac{T \times Q_1}{Q}$$

V.5.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement

La régulation par étouffement ou bien le vannage, consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q . La valeur des pertes de charge s'exprime par la relation suivante [8]:

$$h = H' - H_1$$

Avec :

- **h** : perte de charge engendrée par le vannage(m);
- **H₁** : la hauteur manométrique du point désiré(m);
- **H'** : la distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe(m).

Donc la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{\rho \times Q' \times H'}{\eta} \text{ (k w)}$$

Avec :

- **η**: rendement de la pompe.

V.5.3 Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation mais pour la même vitesse de rotation, on aura alors [9] :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} \times \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2}$$

Avec :

- **m** : Coefficient de rognage.
- Le pourcentage de rognage(r):

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

- La puissance absorbée par la pompe:

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (kw)}$$

V.5.4 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance absorbée. On trace la courbe iso-rendement ($H = a Q_2$) qui passe par l'origine et par le point P1 (Q_1, H_1) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point p₃ (Q_3, H_3) [9].

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3}$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (kw)}$$

V.6 Mode de couplage des pompes

Il existe des cas où la satisfaction des exigences en matière de (débit-hauteur) ne sera pas assurée par une seule pompe. Dans ces cas l'utilisation de plusieurs pompes devient indispensable (couplage de pompes).

Les modes de couplages existants sont : les couplages en parallèle et les couplages en série.

V.6.1 Couplage en parallèle

Cette technique est utilisée lorsque on veut augmenter le débit refoulé pour une même hauteur. la procédure consiste à additionner le débit des deux (ou plusieurs) pompes dans le collecteur Commun.

V.6.2 Couplage en série

Il est souvent utilisé pour capter les eaux souterraines (forages...), et la méthode consiste à augmenter la hauteur de refoulement où le débit reste constant, or le débit refoulé par la première pompe se débouche dans l'aspiration de la deuxième pompe.

V.7 Le phénomène de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue d'un liquide est inférieure à la pression de vapeur du liquide. Des bulles se forment, provoquant de fortes perturbations dans les zones de pression les plus élevées ; le bruit, les vibrations dans l'écoulement peuvent entraîner une détérioration des propriétés hydrauliques (rendement, hauteur de refoulement, etc.) et la corrosion des matériaux de la couche de pompage.

Afin d'éviter ce phénomène, il faut assurer une certaine pression d'aspiration, appelée : la hauteur nette minimale (NPSH) d disponible pour l'aspiration (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la hauteur nette minimale (NPSH) r requise pour l'aspiration r (donné par le fabricant).

Le NPSH requis (NPSH) r est la hauteur minimale du liquide, en supposant à sa température. Le point d'ébullition doit être supérieur à la succion pour éviter la cavitation.

Il dépend de :

- Type de la pompe.
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le constructeur sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible (NPSH) d est juste une mesure pour quantifier la hauteur manométrique d'aspiration peut être utilisé pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

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

- **Pour une alimentation en charge :**

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

- **Pour une alimentation en dépression :**

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

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en(m).

- J_a : Perte de charge à l'aspiration(m).
- P_0 : Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en(m).
- T_v : Tension de vapeur d'eau pompée (0,24mpourunetempérature de 20°C).

V.8 Le choix de la pompe de projet

Pour déterminer la pompe qui nous devons installer dans le point de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRI PUMP TUTOR », au lieu des catalogues par ce qu'il est plus pratique.

Donc il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

On faire le pompage à partir de Forage oued Nil N°32

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont :

- Débit véhiculé : 25 l/s.
- La hauteur géométrique : 73 m
- La hauteur manométrique totale : 159.35m.

Caractéristique de la pompe :

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée de type « P8L/5/30/ 9A » avec les caractéristiques suivantes :

- Vitesse de rotation : 2900(tr/min).
- Puissance absorbée : 54Kw.
- Rendement : 78.6%.
- Le point de fonctionnement [25.8 l/s ,165 m].
- $NPSH_{requis}$: 4.17m.

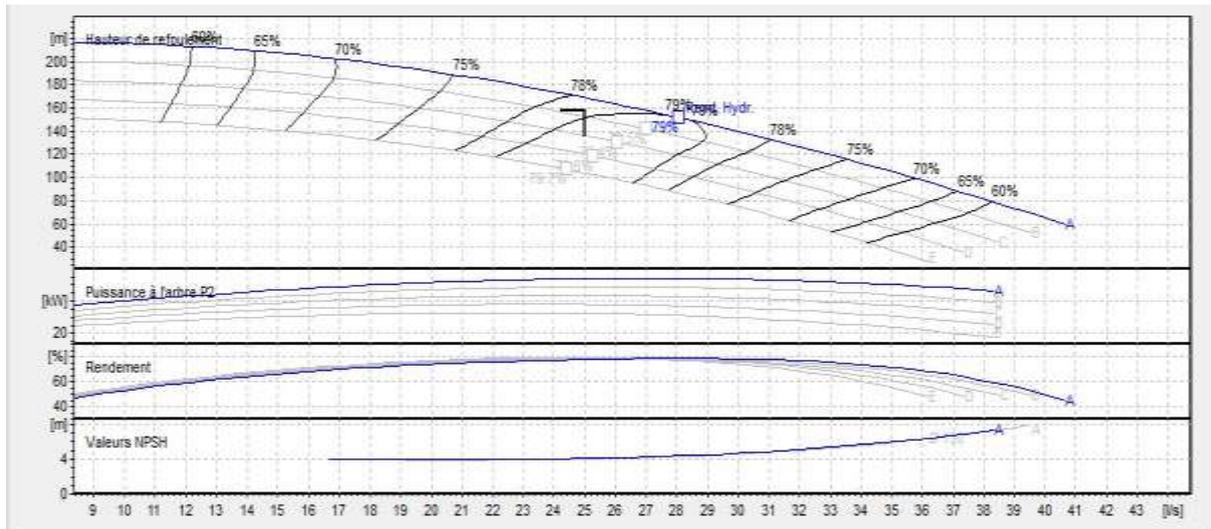


Figure (V.3) : Le point de fonctionnement de la pompe

D'après la figure (V.2) le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré d'où nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

V.8.1 Modification du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$Q_1 \times T_1 = Q' \times T' \quad \text{d'où} \quad T' = \frac{Q_1}{Q'} \times T_1$$

$$T' = \frac{25}{25.8} \times 20 = 19.38 \text{ heures}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta}$$

Application numérique :

$$P_a = 53.13 \text{ KWh}$$

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.0258 \times 165}{0.786}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e$$

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times 4.47$$

Application numérique :

$$F_{\text{exp}} = 53.13 \times 19.38 \times 365 \times 4.47$$

$$F_{\text{exp}} = 1680692 \text{ DA}$$

V.8.2 Régulation par étouffement (vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 165 - 159.35 = 5.65 \text{ m}$$

- H' : la hauteur au point de fonctionnement.
- H_1 : la hauteur au point désiré.

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta}$$

Application numérique :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.025 \times 165}{0.786}$$

$$P_a = 51.48 \text{ KWh}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e$$

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times 4.472$$

Application numérique :

$$F_{\text{exp}} = 51.48 \times 20 \times 365 \times 4.472$$

$$F_{\text{exp}} = 1680595 \text{ DA}$$

V.8.3 Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation mais pour la même vitesse de rotation. Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

V.8.4 Modification de la vitesse de la rotation de la pompe

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2} \text{ (tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

Application numérique :

$$H_3 = \frac{159.35}{25^2} Q^2$$

$$H_3 = 0.25496 Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_p = a \times Q^2 + b$$

$$Q = 0 \text{ L/s} ; \quad H = 216 \text{ m}$$

Pour $165 = a \times 25.8^2 + 216$ donc : $a = - 0.0766$

$$Q = 25.8 \text{ L/s} ; \quad H = 165 \text{ m}$$

Ce qui donne : $H_p = - 0.0766 \times Q^2 + 216$

Et $H_3 = 0.25496 \times Q^2$

On pose $H_p = H_3$

$$-0.0766 \times Q^2 + 216 = 0.25496 \times Q^2$$

On trouve :

$$Q_3 = 25.52 \text{ L/s}$$

$$H_3 = 166.04 \text{ m}$$

Les coordonnées de troisième point sont : [25.52 L/s ; 166.04 m].

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2} = \frac{2900 \times 25}{25.52} = 2841 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times h}{\eta}$$

Application numérique :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.025 \times 159.35}{0.786}$$

$$P_a = 49.72 \text{ KWh}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e$$

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 3 \times 65 \times 4.472$$

Application numérique :

$$F_{\text{exp}} = 49.72 \times 20 \times 365 \times 4.472$$

$$F_{\text{exp}} = 1623139 \text{ DA}$$

Conclusion

Pour le choix de la pompe nous avons utilisé logiciel « CAPRARI » pour nous aider à trouver toutes les pompes idéal à notre projet, et parmi les pompes proposées nous avons choisi une pompe immergée de type « P8L/5/30/ 9A » qu'a des caractéristique idéal (le meilleur rendement, une vitesse de rotation élevée et un point de fonctionnement supérieur à le point de fonctionnement demandé) .on prend en compte l'augmentation future de la population.

Chapitre VI

Coup de bélier

VI.1 Introduction

Le coup de bélier est un phénomène vibratoire caractérisé par des changements brusques ou des changements du régime d'écoulement dans une canalisation, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la canalisation et se dégradent progressivement en raison de la perte d'énergie due au frottement. Ces ondes provoquent une alternance de surpression et de dépressions par rapport à la pression de service.

VI.2 Causes du phénomène de coupe de bélier

Les principaux générateurs des coups de bélier sont :

- La fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Une variation du niveau d'un réservoir a une extrémité du réseau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.[10].

VI.3 Les conséquences du phénomène de coupe de bélier

Ce phénomène peut conduire à :

- Détérioration des conduites par implosion (écrasement) avec des dépressions ou par explosion (éclatement) avec la surpression.
- Détérioration des conduites des jointes.
- Engagement des pompes et de ses accessoires [11].

VI.4 Les risques dus aux coups de bélier

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression engendrée par les manœuvres brusques [12].

VI.4.1. Cas de surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints.[13].

VI.4.2 Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.[13]

VI.4.3 Fatigue de canalisation

En régime transitoire, les alternances des surpressions et dépressions qui sont des conséquences inévitables du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.[13]

VI.5 Systèmes de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier devront avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression.

Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit. [13]

VI.5.1 Le volant d'inertie

La spécificité de ce moyen est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Ce volant (Figure (VI.1)), qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée pendant la marche en régime normal au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. En d'autres termes, la vitesse de rotation diminue lentement et il en est de même de son débit. La masse du volant est généralement accumulée près de la périphérie (Figure (VI.2)). Le volant d'inertie est généralement peu ou non utilisable, pour les raisons suivantes : [13]

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

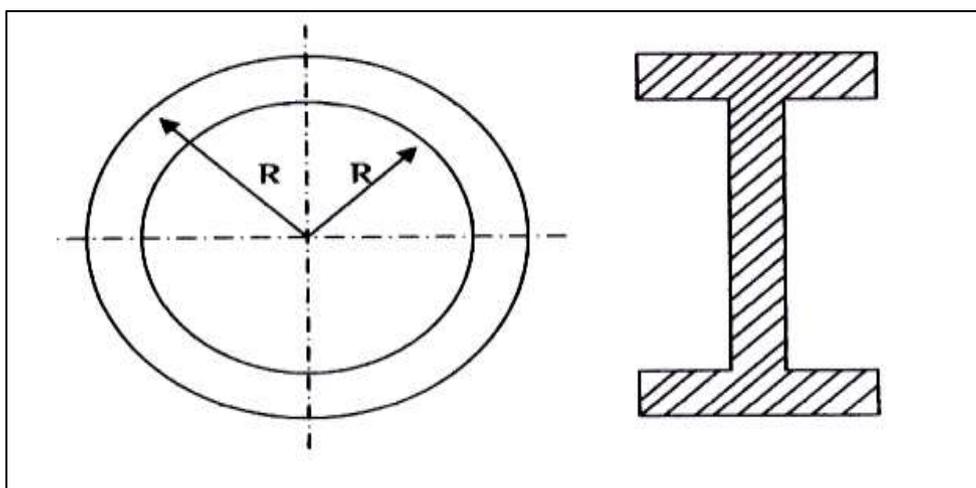


Figure (VI.1) : Volant d'inertie

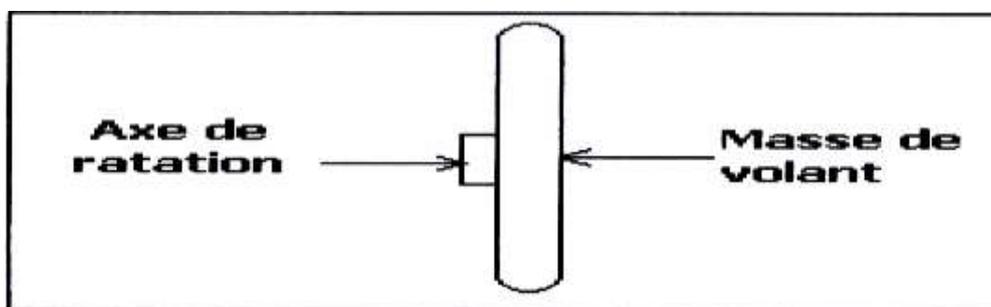


Figure (VI.2) : Concentration de la masse du Volant d'inertie

VI.5.2 Les soupapes de décharge

Le rôle d'une soupape (Figures (VI.3) et (VI.4)) consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ 1.04 à 1.10 de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace.

- Les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.
- Le nombre de soupapes dépend de l'importance de l'installation et est compris généralement entre 1 et 6.
- L'utilisation des soupapes nécessite une surveillance attentive et un entretien continu.
- Il faut aussi prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau libérée. [13]

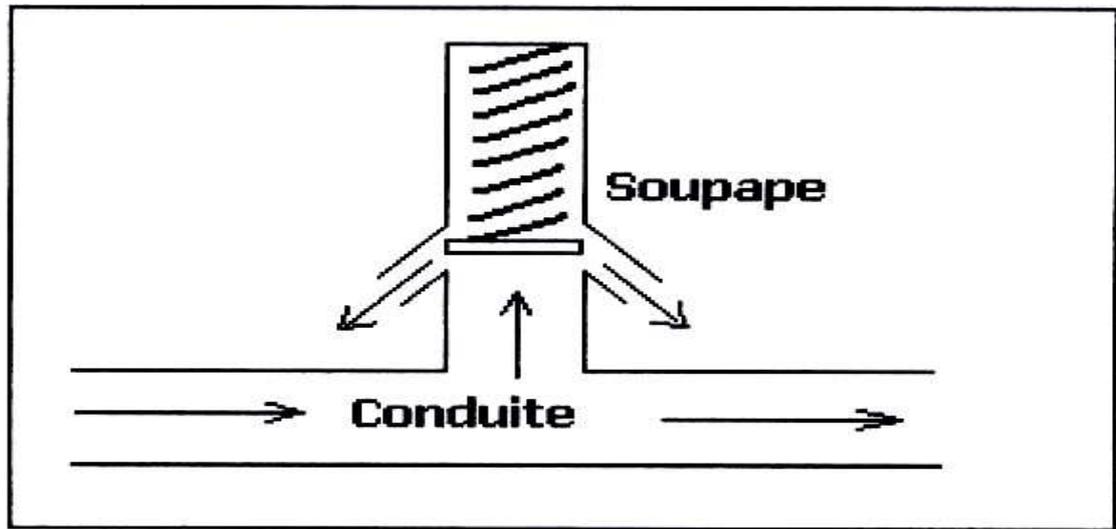


Figure (VI.3) : Soupape de décharge

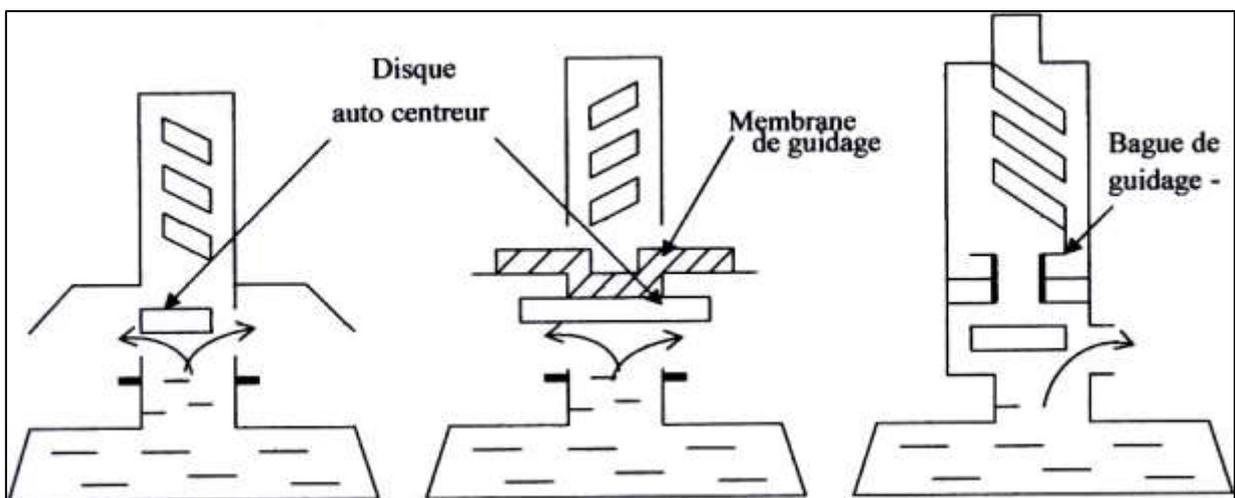


Figure (VI.4) : Fonctionnement d'une soupape de décharge

VI.5.3 Les ventouses (Les reniflards)

On distingue des ventouses à trois fonctions (Figure (VI.5)), à 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 du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique (Figure (VI.6)), 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. [13]

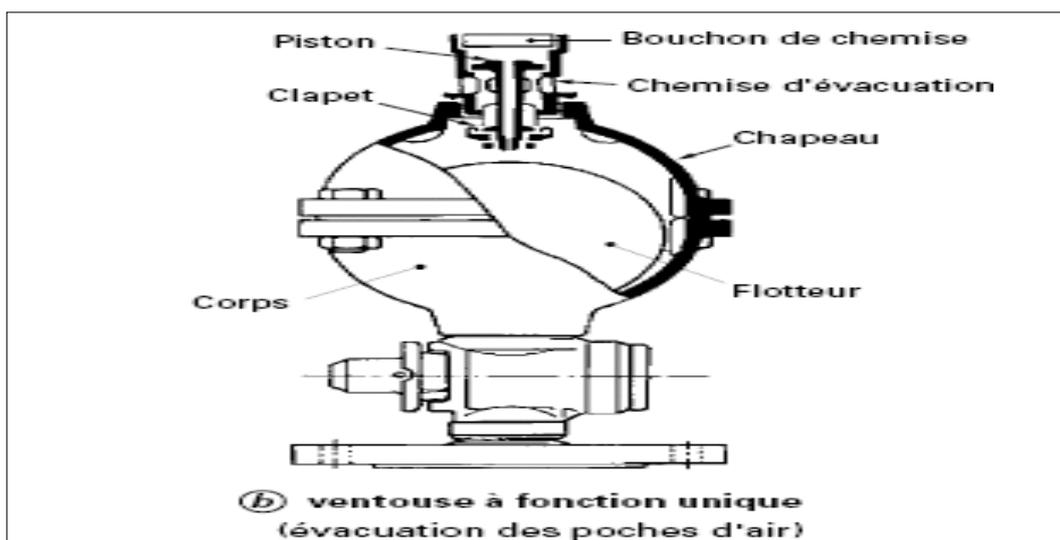


Figure (VI.5) : Ventouse à une seule fonction

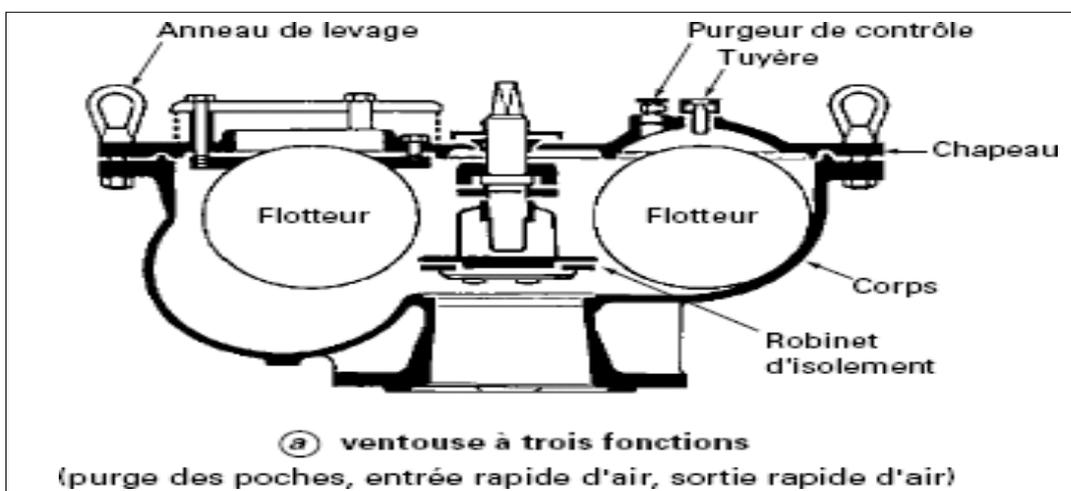


Figure (VI.6) : Ventouse à trois fonctions.

VI.5.4 Les réservoirs d'air

Le réservoir d'air est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Ces appareils sont aussi appelés "accumulateur, cloche à air, ballon d'air, réservoir anti-bélier, ...etc." (Figure (VI.7)). Par ailleurs, un compresseur d'air est habituellement utilisé pour garder le volume d'air dans certaines limites (à cause des fuites) d'une part, et d'autre part, un clapet anti-retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air. Ce dispositif est très simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

Suite à une disjonction, le clapet se ferme et à ce moment-là, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite ; ainsi, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, et ainsi de suite. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche. A cause du remplissage ou de la vidange du réservoir anti-bélier, l'air dans ce dispositif se comprime ou se dilate, et l'amplitude de la surpression et de la dépression seront réduites suite à la variation graduelle de la vitesse d'écoulement dans la conduite. [13]

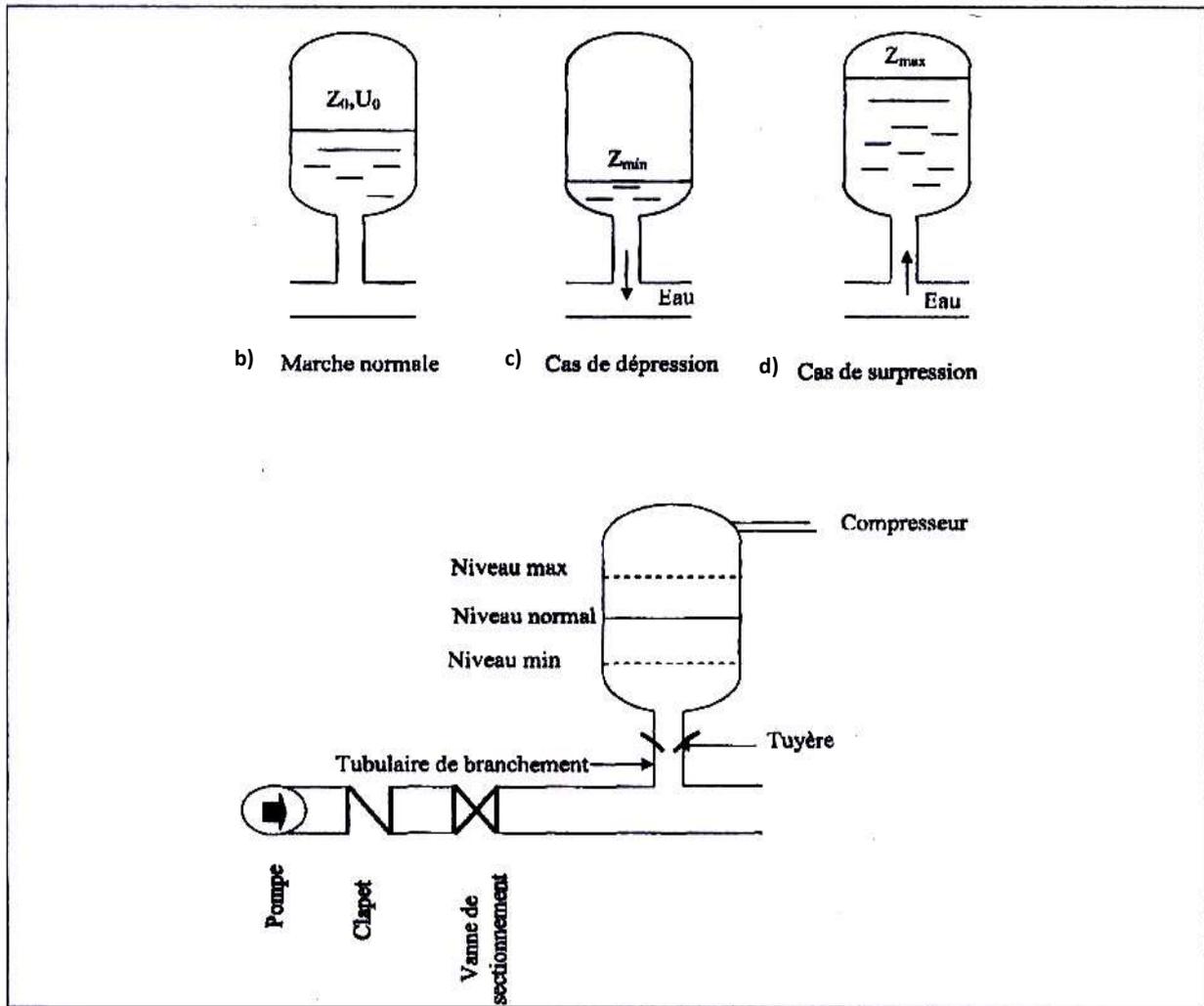


Figure (VI.7) : Réservoir d'air

VI.6 La célérité d'onde

La célérité est la vitesse de propagation des ondes, elle est calculée par la formule d'ALLIVI

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)}$$

Avec :

- **D** : diamètre intérieur de la conduite(m)
- **e** : épaisseur de la conduite(m).
- **K**: coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Le tableau ci-dessous présente les différentes valeurs de K en fonction des matériaux :

Tableau (VI.1) : Les différentes valeurs de K en fonction des matériaux

Matériau	Fer	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante de ciment	PVC	PEH D	PEBD
K	0.5	0.5	1.0	0.59	5	4	3	83	5000

VI.7 Valeur numérique de coupe de bélier

VI.7.1 Cas de la fermeture brusque

Si le temps de fermeture est inférieur à $2L/a$

$$T_F < \frac{2L}{a}$$

Avec :

- **T_F**: temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est calculée par la formule suivante :

$$B = \frac{a \times V_0}{g}$$

Avec :

- **a** : La célérité d'onde (m/s)
- **V₀** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- **g** : Accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{\text{surpression}} = H_0 + B$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_{\text{dépression}} = H_0 - B$$

Avec :

H₀: La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10$$

Tel que:

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement en m.
- 10 : pression atmosphérique en m

VI.7.2 Cas de fermeture lente

Si le temps de fermeture est supérieur à $2L/a$,

La valeur maximale du coup de bélier est calculée par la formule de MICHAUND :

$$T_F > \frac{2L}{a}$$

$$B = \frac{2L \times V_0}{g \times T} \text{ (m)}$$

- L : La longueur de la conduite(m).

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

VI.8 Calcule hydrauliques

VI.8.1 Données de base

Les caractéristiques de la conduite d'adduction :

Tableau (VI.2) : Les caractéristiques de la conduite d'adduction

Caractéristiques de la conduite	
Longueur L[m]	6750
Débit Q [m ³ /s]	0.025
Hauteur géométrique : Hg [m]	73
Vitesse d'écoulement : V [m/s]	1.028
Diamètre de la conduite : Φ [m]	0.2

Section de la conduite : S [m ²]	0.0243
--	---------------

Tableau (VI.2) : Les caractéristiques de la conduite d'adduction (suite)

Epaisseur de la conduite : e [m]	0.0182
Rugosité de la conduite : K [m]	0.01

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D}{e}}}$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \times \frac{0.1636}{0.0182}}}$$

$$a = 351.250 \text{ m}$$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{351.25 \times 1.028}{9.81}$$

$$B = 36.807$$

La valeur de H₀ :

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_0 = 73 + 10$$

$$H_0 = 83$$

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{\text{surpression}} = H_0 + B$$

$$H_{\text{surpression}} = 83 + 36.807$$

$$H_{\text{surpression}} = 119.807$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_{\text{dépression}} = H_0 - B$$

$$H_{\text{dépression}} = 83 - 36.807$$

$$H_{\text{dépression}} = 46.193 \text{ m}$$

Après les calculs hydrauliques, On trouve que $H_{\text{surpression}}$ inférieure à 160 m et $H_{\text{dépression}}$ est acceptable, c'est-à-dire il n'y a pas de risque de coup de bélier.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait la vérification des surpressions et des dépressions provoquées par le phénomène du coup de bélier, afin d'assurer des moyens de protection anti-bélier pour protéger les conduites d'adduction en cas de nécessité.

Comme dans notre cas, les valeurs de dépressions et de surpressions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin des dispositifs anti-bélier.

Conclusion générale

Conclusion générale

Lors de ce travail, nous avons fait une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de village de Bazoul commune de Taher, willaya de Jijel. Après avoir estimé des différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme (2051) qui sont de $2074.18 \text{ m}^3 / \text{j}$ Soit de 24 l/s. et le débit journalier fourni par le forage existant dans la zone d'étude est de $2160 \text{ m}^3 / \text{j}$ soit de 25 l/s.

Après les calculs pour les dimensions du réservoir s'est avéré nécessaire de concevoir un réservoir de volume de 400 m^3 .

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, nous avons choisi le diamètre le plus économique $D= 200 \text{ mm}$ avec une vitesse acceptable et la nature de la conduite est en PEHD PN16.

Le choix de la pompe adéquate a été fait à l'aide du catalogue CAPRARI on a opté une pompe émergée de type P8L/5/30/9A

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les conduites ne nécessitent aucune protection contre le phénomène de coup de bélier.

Ce projet nous a permis de traiter les principales étapes du dimensionnement d'un réseau d'Adduction; nous espérons que ce travail servira les étudiants comme support et référence pour ce type d'étude.

Références bibliographiques :

- [1] : R. Blanc, 1971 - Les besoins en eau des agglomérations urbaines et des industries. Revue de l'industrie Minérale-Mines, Novembre, 732-752.
- [2] : VALIRON, F., "Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement", Tome I : *Eau dans la ville Alimentation en eau*, Edition Tec & Doc, 1994.
- [3] : DUPONT, A. : "Hydraulique urbaine", Tome II : ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, pages 216, 1979.
- [4] : Mémoire de fin d'études << étude de réseau d'alimentation en eau potable de village beni-metran commune de taher wilaya de Jijel 2021 >>.
- [5] : Mémoire de fin d'étude restriction du système d'alimentation eau potable de la commune d'El-Harrach-Alger 2020
- [6] : cours en ligne hydraulique urbaine <http://www.scribd.com/doc/40106751/cours-hydraulique-hurbain>
- [7] : Kaddour, H., Pompes et Station de Pompes .Décembre2009.
- [8] : pompes des fluides cours ladouani.
- [9] : DUPONT, A. Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.
- [10] : J.Bonin«1977»:hydraulique urbaine
- [11] : Cours hydrauliques appliqué , docteur : BABA HAMED Samira - USTO
- [12] : M.ESCAND.L'Hydraulique générale", Tome II Edition, paris1971.
- [13] : M.MEUNIER"Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau, Paris1980.
- [14] : Cours hydraulique 3^{ème} année Dr. BRREKSI Ali
- [15] : google earth
- [16] : <https://www.infoclimat.fr/observations-meteo/temps-reel/jijel-achouat/60351.html>
- [17] : Information de l'APC de TAHER et DE DRE (Direction des ressources en eau wilaya de Jijel) .

Annexes

Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations

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

Annexes

Annexe (II) : Prix des conduites de PEHD

mob:0561,72,03,14		gamme de prix		2017/2018	
TUBE	DN	EP	RESINE	PRESSION	PRIX R HT
PEHD	20	2	PE80	10 Bars	36,074
PEHD	25	2	PE80	10 Bars	46,682
PEHD	32	2	PE100	10 Bars	53,448
PEHD	40	2,4	PE100	10 Bars	79,186
PEHD	50	3	PE100	10 Bars	122,2215
PEHD	63	3,8	PE100	10 Bars	187,8755
PEHD	75	4,5	PE100	10 Bars	264,7495
PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	350,4592
PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	518,8828
PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	655,5589
PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1090,397
PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1704,1565
PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2586,992
PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4165,969
PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6654,1995
PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10503,161
PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	16981,0776
PEHD	710	42,1	PE 100	10 Bars	21590,2245
PEHD	800	47,4	PE 100	10 Bars	27412,3167
PEHD	20	2	PE80	16 Bars	31,484
PEHD	25	2,3	PE100	16 Bars	44,948
PEHD	32	3	PE100	16 Bars	74,2475
PEHD	40	3,7	PE100	16 Bars	114,7755
PEHD	50	4,6	PE100	16 Bars	174,0715
PEHD	63	5,8	PE100	16 Bars	273,411
PEHD	75	6,8	PE100	16 Bars	385,1945
PEHD	90	8,2	PE100	16 Bars	519,078
PEHD	110	10	PE100	16 Bars	760,6565
PEHD	125	11,4	PE100	16 Bars	988,856
PEHD	160	14,6	PE100	16 Bars	1586,2728
PEHD	200	18,2	PE100	16 Bars	2438,1831
PEHD	250	22,7	PE100	16 Bars	3755,026
PEHD	315	28,6	PE100	16 Bars	6023,4048
PEHD	400	36,3	PE100	16 Bars	9606,5172
PEHD	500	45,4	PE100	16 Bars	15169,9183
PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	24618,1675
PEHD	710		PE100	16 Bars	34833,517
PEHD	800		PE100	16 Bars	44237,244
PEHD	20	2,3	PE100	20 Bars	34,544
PEHD	25	3	PE100	20 Bars	55,063
PEHD	32	3,6	PE100	20 Bars	85,187
PEHD	40	4,5	PE100	20 Bars	132,9825
PEHD	50	5,6	PE100	20 Bars	205,9635
PEHD	63	7,1	PE100	20 Bars	328,814
PEHD	75	8,4	PE100	20 Bars	462,3235
PEHD	90	10,1	PE100	20 Bars	634,3295
PEHD	110	12,3	PE100	20 Bars	906,141
PEHD	125	14	PE100	20 Bars	1150,6978
PEHD	160	17,9	PE100	20 Bars	1871,3384
PEHD	200	22,4	PE100	20 Bars	2929,0564
PEHD	250	27,9	PE100	20 Bars	4683,1008
PEHD	315	35,2	PE100	20 Bars	7393,6548
PEHD	400	44,7	PE100	20 Bars	11617,9582
PEHD	500	55,8	PE100	20 Bars	18121,2406
PEHD	630	70,3	PE100	20 Bars	29 200,00

↑
↑
↑
↑
↑

+10%

Annexe (III) : Les caractéristiques de la pompe P8L/5/30/9A

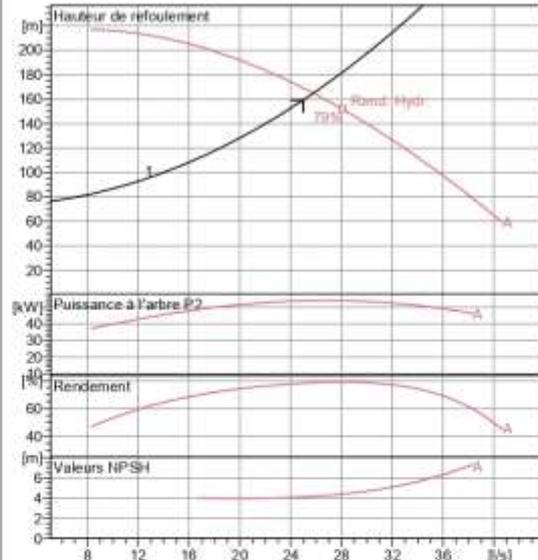


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

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

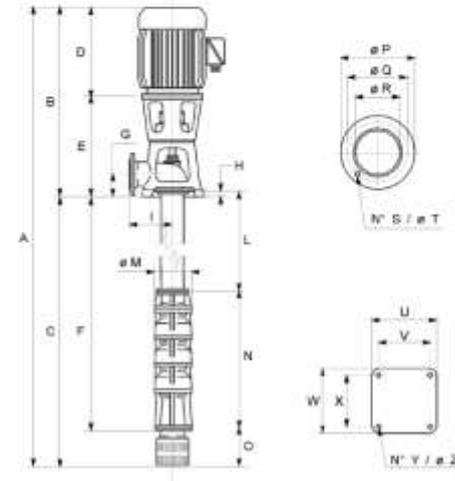
P8L/5/30/9A	
Caractéristiques requises	
Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	159 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	25,8 l/s
Hauteur de refoulement	165 m
Puissance absorbée	54 kW
Rendement	78,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	207 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	55 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	40 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	0,998 kg/dm ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	520 kg



Caractéristiques de fonctionnement				
UNISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
39.2	71.7	44.8	94.9	7.76

Dimensions mm

- A = 6218
- B = 1391
- C = 4827
- D = 656
- DN = 150
- E = 735
- F = 4595
- G = 160
- H = 48
- I = 350
- L = 3050
- M = 190
- N = 1545
- No = 8
- O = 232
- P = 285
- Q = 240
- R = 150
- T = 22
- U = 550
- V = 470
- W = 550
- X = 470
- Z = 30



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

Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
11/09/2022	1		

Résumé

L'importante croissance démographique du village de Bazoul situé au niveau de la commune de Taher, wilaya de Jijel, a conduit à la nécessité d'un projet de réseau d'AEP à fin de répondre aux besoins de la population actuelle et future. Et pour atteindre les objectifs de ce projet, nous avons recueilli autant d'informations que possible

En évaluant la demande en eau à satisfaire sur le long terme, nous avons conclu à l'installation d'un réservoir d'eau d'une capacité de 400 mètres cubes alimenté par le forage de Oued El Nil N°32 en se servant une pompe immergée.

المخلص

أدى النمو الديموغرافي المعتبر لقرية بازول المتواجدة على مستوى بلدية الطاهير ولاية جيجل الى ضرورة عمل مشروع شبكات تزويد بمياه الشرب لأجل تلبية حاجيات السكان الحالية والمستقبلية بالمياه. ومن اجل تحقيق أهداف هذا المشروع قمنا بجمع القدر الممكن من المعلومات التقييم للاحتياجات من المياه التي يجب تلبيتها على المدى الطويل و توصلنا الى انشاء خزان مياه بسعة 400 متر مكعب يتم امداده انطلاقا من البئر الارتوازي رقم 32 المتواجد على ضفة واد النيل بواسطة مضخة.

Abstract

The significant demographic growth of the village of Bazoul located in the commune of Taher, wilaya of Jijel, has led to the need for a DWS network project to meet the needs of the current and future population. . And to achieve the goals of this project, we have collected as much information as possible

By evaluating the demand for water to be satisfied in the long term, we have concluded the installation of one water reservoir with a capacity of 400 cubic meters supplied by the borehole of Oued El Nil N°32 by using a Immersed pump