



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BENMEDJKOUNE Abdeslam

DJEMEL Abdelghani

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

Option : Hydraulique Urbaine

INTITULE :

ETUDE DE L'ADDUCTION DES VILLAGES DE LA COMMUNE

DE BOUKHELIFA (W) DE BEJAIA

Soutenu le **28 /09 /2021** devant le jury composé de :

- Président : **BELHOCINE.M**
- Promoteur (s) : **HAMMOUCHE.A**
- Examineur (s) : **HAMCHAOUIS**

Avant tout propos, nous remercions DIEU le tout puissant pour nous avoir donné tout le courage pour mener ce projet à terme.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué, à la réalisation de travail.

Nos plus vifs remerciements aux personnels de la subdivision d'hydraulique de la wilaya de Béjaia qui nous ont accueillis dans leurs bureaux et de nous avoir guidé.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres De jury, de notre promoteur d'avoir accepté de juger et d'examiner notre travail.

A tous nos enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude. Sans oublier nos chères familles et tous nos amis



Remerciement

En premier lieu nous remercions le bon Dieu pour nous avoir accordé la santé, le courage et la patience afin d'accomplir ce modeste travail.

Il nous est agréable d'exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude a tout les enseignants du département d'hydraulique, à Mr Hammouche de nous avoir encadré et orienter durant toute cette période de travail.

Nous tenons aussi a remercier et à gratifier le bureau d'étude B.Lassmi (Cmn Bejaia), à la subdivision d'hydraulique de la daïra de tichy (W.Bejaia) .

On adresse également notre profonde gratitude envers les membres du jury qui nous fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail

Nous remercions également toute les personnes qui ont contribué a notre réussite.



DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail en guise de reconnaissance, de respect et d'amour à :

Mes très chers parents et grands-parents qui ont été toujours là pour moi, et qui sont et seront toujours mon modèle de labeur et de persévérance, Que dieu le tout puissant les préserve et leurs accorde paix et prospérité.

Mon frère Walid et ma sœur Kenza

Mes oncles, tantes et mes cousins

Mes amis de mille lits Loucif, Nassim, Sofiane, Hichem, Facih, Mima, Kiki, Ammoumou

Mon binôme Ghanou et toute sa famille et proches

Et tous mes autres amis

Et sans oublier tous les enseignants qui ont contribué à ma formation de l'école primaire jusqu'à l'université.

Abdeslam



DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail en guise de reconnaissance, de respect et d'amour à :

Mes très chers parents qui n'ont pas cessé de m'encourager et de formuler des prières à mon égard, que dieu le tout puissant vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur

Mes frères et sœurs

Mes oncles, tantes et cousin et toute ma famille

Mes amis, Krim, Chikhy, Karim, Ikko, Houhou, Lilou

Mon binôme Bislam et toute sa famille

Tous mes autres amis et collègues

Tous les enseignants qui m'ont suivi depuis l'école primaire jusqu'à ma dernière année à l'université

Abdelghani

Liste des Tableaux

Tableau (II.1) : Evaluation de la population de la zone d'étude à l'horizon 2043.....	7
Tableau (II.2) : estimation des besoins domestique en eau potable.....	9
Tableau (II.3) : estimation des besoins scolaire en eau potable.....	9
Tableau (II.4) : estimation des besoins socio-culturelle et sportifs en eau potable.....	10
Tableau (II.5) : estimation des besoins commerciaux en eau potable.....	10
Tableau(II.6) : estimations des besoins totaux actuels.....	11
Tableau (II.7) : estimations totaux des besoins à l'horizon 2043.....	12
Tableau (II.8) : majoration du débit journalier actuelle.....	13
Tableau (II.9) : majoration du débit moyen journalier de l'horizon 2043.....	13
Tableau (II.10) : tableau représentant la consommation maximale journalière (2018,2043)...	14
Tableau (II.11) : Les consommations minimales journalières pour chaque commune.....	15
Tableau (II.12) : Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitant.....	16
Tableau(II.13) : Récapitulation des différentes consommations.....	17
Tableau(II.14) : repartitions de la consommation horaire.....	18
Tableau (III.1) : Détermination de la capacité du réservoir de SR2.....	29
Tableau (III.2) : Détermination de la capacité du réservoir.....	31
Tableau(III.3) : la détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique.....	33
Tableau (IV.1) : calcul HMT du tronçon (F-SR1).....	44
Tableau (IV2) : calcul du frais d'exploitation du tronçon (F-SR1).....	45
Tableau (IV.3) : calcul des frais d'amortissement pour le tronçon (F-SR1).....	45
Tableau (IV.4) : calcul du bilan total pour le tronçon (F-SR1).....	45
Tableau (IV.5) : Calcul du HMT pour le tronçon (SR1-SR2).....	46
Tableau (IV.6) : calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1-SR2).....	46
Tableau (IV.7) : calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR1-SR2).....	46
Tableau (IV.8) : calcul du bilan total du tronçon (SR1-SR2).....	46
Tableau (IV.9) : Calcul du HMT du tronçon (SR2-R).....	47
Tableau (IV.10) : calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2-R).....	47
Tableau (IV.11) : calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2-R).....	47

Tableau (IV.12) : Calcul du bilan total du tronçon (SR2-R).....	48
Tableau (IV.13) : récapitulatif des diamètres des différents tronçons.....	48
Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	58
Tableau (V.2) : Caractéristiques de la pompe du forage.....	58
Tableau (V.3) : Caractéristiques de la pompe de station de reprise 1.....	59
Tableau (V.4) : Caractéristiques de la pompe de station de reprise 2.....	60
Tableau (VI.1) : <i>Hauteur des couches de remblai</i>	63
Tableau (VI.2) : <i>Valeur de surpression et dépression des trois tronçons</i>	78

Liste des Figures

Figure (I.1) : Délimitation de la commune de BOUKHELIFA.....	3
Figure (I.3) : courbe des précipitations de la zone d'étude.....	4
Figure (I.4) : courbe de température de la zone d'étude en °C.....	5
Figure (III.1) : conduite d'adduction.....	22
Figure (III.2) : La conduite de distribution.....	22
Figure (III.3) : conduite vidange, trop plein et by-pass.....	23
Figure (III.4) : Système à deux prises.....	23
Figure (III.5) : Système à siphon.....	24
Figure (III.6) : courbe de l'évaluation de résidu en fonction de temps.....	32
Figure (III.7) : Capacité du réservoir par la méthode graphique.....	34
Figure (IV.1) : schéma général d'adduction.....	49
Figure (V.1) : Pompe centrifuge.....	51
Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	53
Figure (V.3) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement.....	56
Figure (V.4) : courbe de caractéristique de la pompe du forage (E8S50/11A + MC850)	58
Figure (V.5) : courbe de caractéristique de la pompe de la station de reprise.....	59
Figure (V.6) : courbe de caractéristique de la pompe de la station de reprise 2 (HMU50-2/4A).....	60
Figure (VI.1) : pose en tranchée d'une conduite.....	64
Figure (VI.2) : Butée sur coude horizontal.....	65
Figure (VI.3) : Butée sur coude vertical et butée sur branchement.....	65
Figure (VI.4) : <i>Protection spéciale pour la traversée de route</i>	66
Figure (VI.5) : <i>Traversée d'oued</i>	66
Figure (VI.6) : Robinets vanne à opercule.....	67
Figure (VI.7) : <i>Robinet vanne à papillon</i>	68
Figure (VI.8) : Robinet à flotteur.....	68
Figure (VI.9) : Appareil de régulation modulaire.....	69
Figure (VI.10) : Ventouses.....	69
Figure (VI.11) : Bouches d'incendies.....	71

Figure (VI.12) : Schéma pour la description de coup de bélier.....	72
Figure (VI.13) : Coup de bélier lors d'une fermeture instantanée de la vanne située à l'extrémité de la conduite.....	74
Figure (VI.14) : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre.....	75
Figure (VI.15) : Soupape de sureté, anti-bélier.....	76
Figure (VI.16) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air.....	77

Liste des symboles

P : La population future à l'horizon considéré,

P₀ : La population de l'année de référence,

T : Le taux d'accroissement annuel de la population (2%)

n : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré

Q_{moy j} : Débit moyen journalier m^3/j ;

D : dotation moyenne journalière l/j/hab.

N_c : Nombre de consommateurs.

Q_{moy,j,maj} : Débit moyen journalier majoré (m^3/j)

K_f : Coefficient des fuites

Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m^3/j);

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,

Q_{min,j} : Consommation minimale journalière (m^3/j) .

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimum,

K_{max,h} : Coefficient de variation horaire maximale

Q_{max,h} : Débit maximum horaire

Q_{max,j} : Consommation maximale journalière.

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3),

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%),

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m^3/j).

R_{max}⁺ : Résidu maximum positif (%),

R_{max}⁻ : Résidu minimum négatif (%).

R⁺ : excédent en eau à différentes heures de la journée

R⁺ : Apport-sortie

R⁻ : Insuffisance en eau à différentes heures de la journée

R⁻ : Sortie – Apport

V_T : Volume total du réservoir,

V_U : Volume utile de stockage du réservoir (m^3),

V_{inc} : Volume d'incendie

V_{st} : Volume de la station de reprise.

$Q_{max,h}$: Débit entrant dans la station.

T : Temps de fermeture des vannes.

D_{BONNIN} , D_{BRESS} : Diamètre de la conduite (m)

D : Diamètre de la conduite (m).

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

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

J : Perte de charge par unité de longueur (m).

L : Longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

λ : se calcule selon le régime d'écoulement en fonction du nombre de REYNOLDS et la rugosité relative

K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui est égal à 0.002m pour la fonte.

R_e : Nombre de REYNOLDS qui est donné par la formule suivante [9] :

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

T : Température de l'eau en °C

K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs ;

α : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M. PETER LAMON.

$\alpha = 0.036mm/ans$, qui correspondent à la zone de faible agressivité,

t : Temps de service = 25ans,

H_g : Hauteur géométrique (m)

H_t : Pertes de charge totale

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

Q : débit transité (m^3 /s).

η : Rendement de la pompe.

g : accélération de la pesanteur ($9.81 m/s^2$)

E : énergie consommée par la pompe (kWh).

T : nombre d'heures de pompage ($T=20h$).

P : puissance absorbée par la pompe (KW).

E : énergie consommée par la pompe en [kwh]

e : prix unitaire d'un kwh imposé par SONELGAZ.

P_c : Prix de la conduite en (DA)

L : Longueur d'amortissement.

A : amortissement annuel de la conduite.

i : Taux d'annuité annuel, ($i = 8\%$ en Algérie).

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 25$ ans.

F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA).

F_{am} : Les frais d'amortissement.

B_L : Le bilan.

h : Perte de charge engendrée par vannage en (m),

H': La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe,

η : Le rendement de la pompe.

H_a : Hauteur d'aspiration en (m),

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

$\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m),

h_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

P1 : point de fonctionnement

PD : point désiré

A : Remblais supérieur

B : Remblais de protection

C : Assise

D : lit de pose

E : Hauteur de couverture

F : Enrobage

G : Appui

H : Grillage avertisseur

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

K' : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.

e : Epaisseur de la conduite (mm).

K' = 0.5 pour l'acier.

K' = 83 pour le PEHD.

B : La valeur du coup de bélier (m)

a : Célérité de l'onde (m/s)

V₀ : Vitesse de l'écoulement (m/s)

g : Accélération de l'onde (m/s)

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

H_g : Hauteur géométrique

H₀: Pression absolue de la conduite.

Sommaire :

Introduction général	1
Chapitre I : Description de la zone d'étude	2
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du site de la zone d'étude	2
I.2.1. Situation géographique	2
I.2.2. Situation climatique	4
I.2.3. Relief	5
I.2.4. Situation hydrique	5
I.3. Conclusion	5
Chapitre II : Estimation des besoins	6
II.1. Introduction	6
II.2. Estimation des besoins	6
II.2.1. Situation démographique	6
II.2.2. Choix de la norme de consommation	8
II.3. Evaluation des besoins en eau	8
II.3.1. Consommation moyenne journalière	8
II.3.1.1. Besoins domestiques	9
II.3.1.2. Besoins scolaires	9
II.3.1.3. Besoins socio-culturelles et sportifs	10
II.3.1.4. Besoins commerciaux	10
II.3.2. Consommation moyennes journalière totale	11
II.4. Majoration de la consommation moyenne journalière	12
II.4.1. Consommation moyenne majorée actuelle.....	13
II.5. Variation de la consommation journalière.....	14
II.5.1. Consommation maximale journalière	14
II.5.2. Consommation minimale journalière	14

II.5.3. Variation de la consommation horaire	15
II.5.3.1. Consommation maximale horaire	16
II.5.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction de $K_{max,h}$	17
II.6. Conclusion	19
Chapitre III : Les Réservoirs	20
III.1. Introduction	20
III.2. Rôle des réservoirs	20
III.3. Emplacements des réservoirs	20
III.4. Types de réservoirs	20
III.5. Éléments constitutifs et équipements	21
III.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	23
III.6.1. Le système à deux prises	23
III.6.2. Le système a siphon	24
III.7. Entretien des réservoirs	24
III.8. Hygiène et sécurité	25
III.9. Capacité des réservoirs	25
III.9.1. Méthode analytique	25
III.9.1.1. Détermination de la valeur de P	26
III.9.2. Méthode graphique	26
III.10. Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude	27
III.10.1. Dimensionnement des deux stations de reprises	27
III.10.2. Dimensionnement du réservoir final	30
III.10.2.1. La méthode analytique	30
III.10.2.2. Méthode graphique	32
III.11. Conclusion	34
Chapitre IV : Adduction	36
IV.1. Introduction	36

IV.2. Type d'adduction	36
IV.2.1. Adduction gravitaire	36
IV.2.2. Adduction par refoulement	36
IV.2.3. Adduction mixte	36
IV.3. Choix du tracé	36
IV.4. Choix du type de conduites	37
IV.5. Étude technico-économique de la conduite	37
IV.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite	38
IV.5.2. Calcul de la vitesse	38
IV.5.3 Pertes de charge	39
IV.5.3.1. Les pertes de charge linéaire.....	39
IV.5.3.2. Les pertes de charge singulières	41
IV.5.3.3. Les pertes de charge totale	41
IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT	41
IV.5.4.1 puissance de pompe	41
IV.5.5. Énergie consommée par la pompe	42
IV.5.6. Frais d'exploitation	42
IV.5.7. Frais d'amortissement	42
IV.5.8. Calcul du bilan	43
IV.6 organes et accessoires de l'adduction	43
IV.6.1. Organes de sectionnement	43
IV.6.2. Organes de protection	43
IV.6.3. Organes de régulation	43
IV.6.4. Organes de branchement	44
IV.7. Détermination des diamètres économiques	44
IV.7.1. F-SR1	44
IV.7.2. SR1-SR2	45
IV.7.3. SR2-R	47
IV.8. Conclusion	48

Chapitre V : Les pompes	50
V.1. Introduction	50
V.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge	50
V.3. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge	52
V.4. Choix des pompes	52
V.4.1. Les courbes caractéristique d'une pompe.....	52
V.4.1.1. La courbe hauteur-débit.....	52
V.4.1.2. La courbe rendement-débit.....	52
V.4.1.3. La courbe des puissances absorbées-débit.....	52
V.4.1.4. La courbe de la charge nette d'aspiration requise.....	52
V.4.1.5. Couplage d'une pompe à un réseau.....	53
V.4.1.6. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	53
V.5. Couplage des pompes.....	56
V.5.1. Couplage en parallèle.....	56
V.5.2. Couplage en série.....	56
V.6. Étude du phénomène de cavitation.....	57
V.7. Choix du type des pompes pour différentes stations.....	58
V.7.1. Forage.....	58
V.7.1.1. Etude de cavitation	58
V.7.2. Station de reprise 1	59
V.7.2.1. Etude de cavitation	59
V.7.3. Station de reprise 2	60
V.7.3.1. Etude de cavitation	61
V.8. Conclusion	61
Chapitre VI : Protection et poser conduite	62
VI.1. Introduction	62
VI.2. Pose de canalisation	62
VI.2.1. Principe pose canalisation	62

VI.3. Stabilisations des conduites	64
VI.4. Franchissement des points spéciaux	64
VI.4.1. Traversées de routes	64
VI.4.2. Traversées de oueds	65
VI.4.3. Pose en élévation	65
VI.4.4. Essaie hydrostatique du réseau	65
VI.4.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service	66
VI.5. Accessoires	66
VI.5.1. Robinets vannes	66
VI.5.1.1. Robinets-vanne à opercule	66
VI.5.1.2. Vannes papillons	66
VI.5.1.3. Robinet à flotteur	67
VI.5.1.4. Vanne de régulation amont	67
VI.5.1.5. Vanne de régulation aval	67
VI.5.1.6. Vanne de régulation de débit	68
VI.5.2. Ventouses	68
VI.5.3. Le robinet de vidange	69
VI.5.4. By-pass	69
VI.5.5. Les Poteaux d'incendies	69
VI.5.6. Les pièces spéciales	70
VI.5.6.1. Coude	70
VI.5.6.2. Cône	70
VI.5.6.3. Tés	70
VI.5.6.4. Joints de montages	70
VI.6. Le coup de bélier	71
VI.6.1. Analyse physique du phénomène	71
VI.6.2. Moyen de protection contre le coup de bélier	73
VI.6.2.1. Les volants d'inertie	74
VI.6.2.2. La cheminée d'équilibre	74

VI.6.2.3. La soupape de décharge	75
VI.6.2.4. Réservoir d'air	75
VI.6.3. Valeur numérique du coup de bélier	75
VI.6.3.2. Fermeture lente	78
VI.6.4. Calcul des valeurs du coup de bélier	78
VI.7. Conclusion	78
Conclusion Général	79

Introduction générale

Au même titre que l'air, l'eau est un élément indispensable à l'existence, au développement et à la vie de l'homme. Pourtant, des millions et des millions d'habitants dans le monde entier connaissent des pénuries d'eau et luttent quotidiennement pour trouver de l'eau potable couvrant leurs besoins de base.

En Algérie comme partout ailleurs dans le monde, la disponibilité de l'eau, la maîtrise de sa gestion ainsi que son utilisation rationnelle doivent être la préoccupation majeure des pouvoirs publics.

Aussi pour dire qu'avec la vétusté des réseaux d'alimentation, et l'insuffisance des ressources hydriques ceci rend la tâche de la gestion encore plus rude.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire de fin d'études qui a pour objectif l'étude du réseau d'alimentation en eau potable des villages ci-dessous : Ait Hamed, Barket, Tablout, Tadjnant Hamou, Afar, Thiantine, Ifoughalen, Tala Mlouk, Tighremt, Tagmma, Tamalout, Tignithine, Taourirt. (Commune Boukhelifa)

Afin d'aboutir aux objectifs visés, notre travail sera articulé sur les points suivants :

Nous débuterons notre travail par la description et la présentation globale du site qui se résume dans la situation géographique, situation géologique...etc. Ceci est le but du premier chapitre.

Au second chapitre nous passerons à l'estimation des besoins en eau potable de toute la zone étudiée.

Quant au troisième chapitre nous allons aborder le dimensionnement et le calcul des capacités des réservoirs.

Au quatrième chapitre nous nous intéresserons à l'adduction à partir du forage jusqu'au réservoir de distribution.

Au cinquième chapitre nous allons nous intéresser aux caractéristiques et au choix du type de pompe.

En dernier nous allons voir les différentes techniques de pose et de protection des conduites.

I.1. Introduction :

La présente étude a pour objet l'élaboration d'un schéma d'aménagement en matière d'alimentation en eau potable de certains villages de la commune de BOUKHELIFA.

Dans ce chapitre nous nous intéresserons au développement des points essentiels, qui seront la description des caractéristiques géographiques, climatiques, topographiques, hydriques.

I.2. Présentation du site de la zone d'étude : [1]

I.2.1. Situation géographique :

Notre zone d'étude appartient à la municipalité de Boukhelifa de la daïra de Tichy, wilaya de Bejaïa elle s'étend sur une superficie de 116,38 km², situé à 20,8 km au sud-est du chef-lieu de la wilaya de Bejaïa

Ses coordonnées géographiques sont : 36°36'52"Nord, 5°5'14"Est.

Elle est délimitée par :

- La commune de Bejaïa au nord
- La commune d'Oued Amizour à l'ouest
- La commune de Ait Tizi (Sétif) au sud
- La commune de tichy à l'est

Les villages faisant parties de notre étude sont : Ait Hamed, Barket, Tablout, Tadjnant Hamou, Afar, Thiantine, Ifoughalen, Tala Mlouk, Tighremt, Tagmma, Tamalout, Tignithine, Taourirt. qui sont situés sur la rive EST de la commune de BOUKHELIFA.

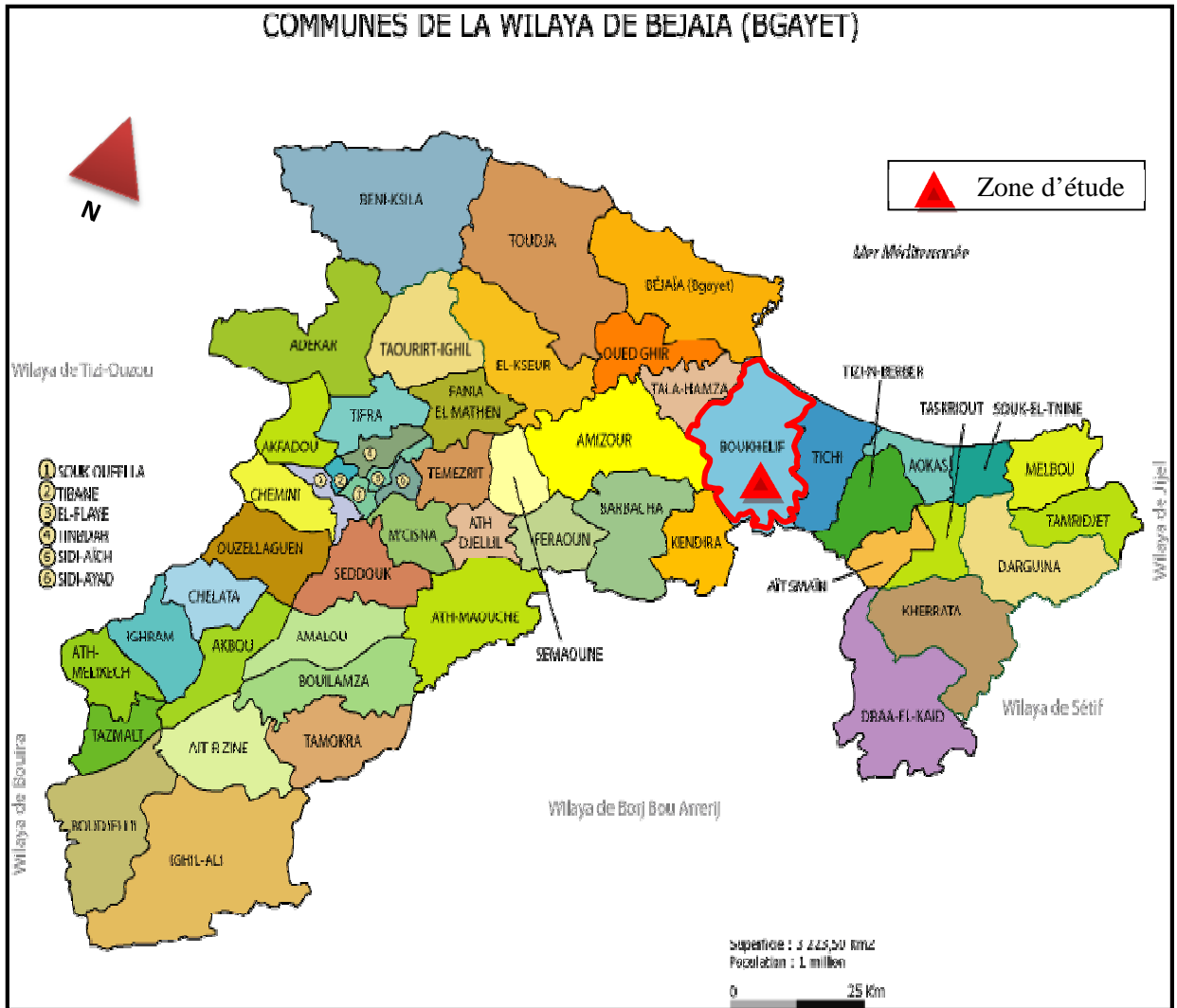


Figure (I.1) : Délimitation de la commune de BOUKHELIFA

1.2.2. Situation climatique :

- **Climat** : La zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisés en deux saisons :
 - Un hiver doux et pluvieux d'Octobre à Mars
 - Un été chaud et sec d'Avril à Septembre, la saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.
- **Précipitation** : les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été sur l'année avec une moyenne de 135mm en mois de décembre et avec seulement 3mm de précipitation en juillet qui est le mois le plus sec.

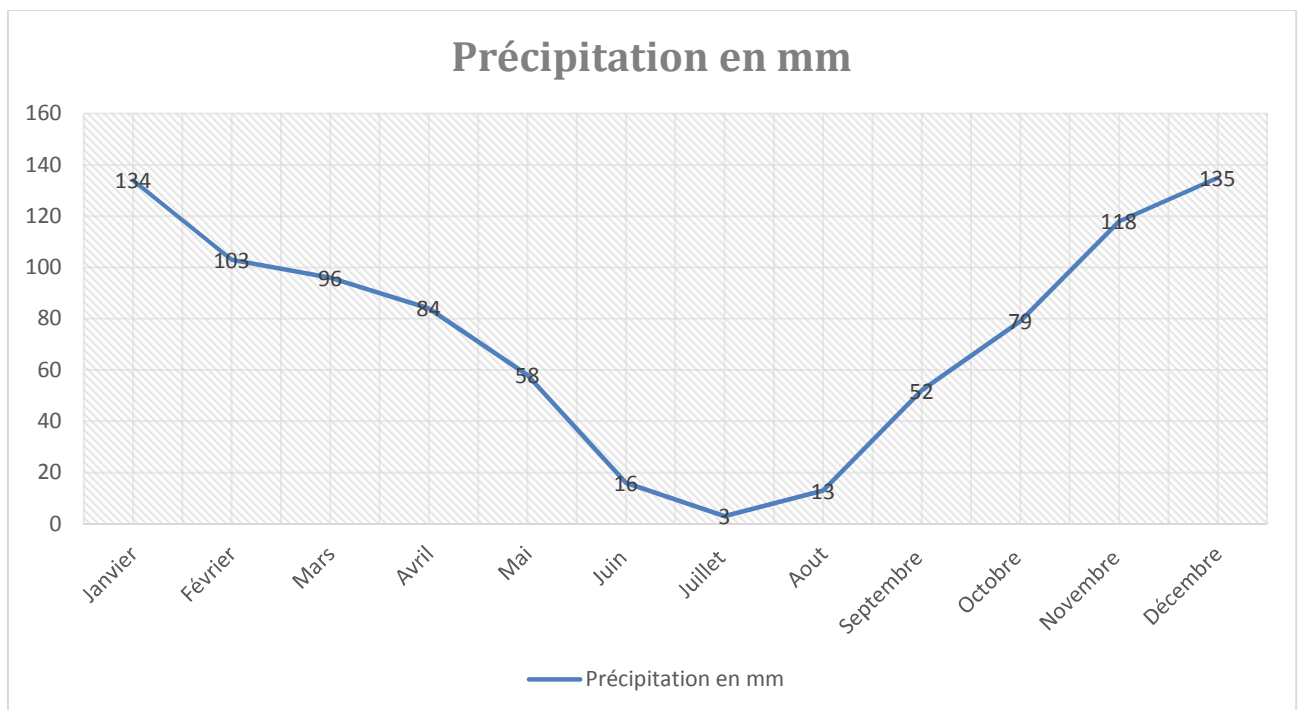


Figure (I.4) : courbe des précipitations de la zone d'étude.

- **Température** : La température moyenne de cette région est de l'ordre de 10°C en hiver et de 23°C en été. Le tableau ci-dessous nous donne les températures moyennes mensuelles.

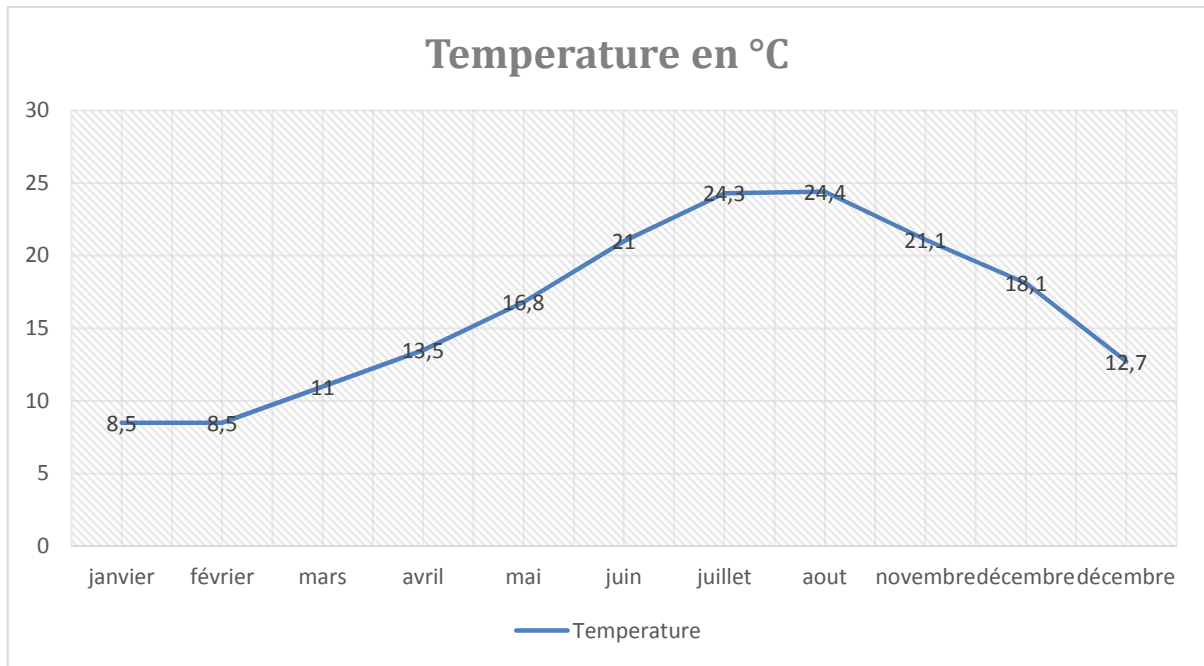


Figure (I.5) : courbe de température de la zone d'étude en °C

I.2.3. Relief :

Le relief de la commune est formé d'un terrain accidenté et en grande majorité d'une chaîne de montagnes couvertes de forêts de chênes, pins, saules, ormes et d'oliviers, ces montagnes entourent quelques plaines étroites.

I.2.4. Situation hydrique :

Notre zone d'étude dispose de deux forages à une altitude respectivement de 249 m et 250 m, ce deuxième étant non fonctionnel, donc notre zone d'étude sera alimentée par le premier forage ayant un débit de 27l/s.

I.3. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les informations nécessaires de la région concernée par l'étude, et ceci du point de vue géographique, géologique, hydraulique, climatique et les ressources en eau disponibles.

Ces récoltes de données établis dans ce chapitre nous permettrons l'élaboration du projet d'alimentation en eau potables de la zone concernée.

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera à l'estimation des besoins en eau potable des villages concernés par l'étude d'ici 25 ans.

L'estimation des besoins en eau potable d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, nature des activités industriels ou agricoles ...etc.)

II.2. Estimation des besoins :

II.2.1. Situation démographique :[1]

L'évolution démographique en Algérie, suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés qui tient compte des naissances, du taux d'immigration et du taux de mortalité, à savoir :

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

Avec :

P : La population future à l'horizon considéré,

P₀: La population de l'année de référence,

T : Le taux d'accroissement annuel de la population (2%)

n : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré

<i>Commune</i>	<i>zone</i>	<i>Villages</i>	<i>Nombre de population (2018)</i>	<i>Taux d'accroissement (2%)</i>	<i>Nombre de population (2043)</i>	
<i>Boukhelifa</i>	<i>Zone 1</i>	<i>Ait Hamed</i>	105	2%	172	
		Total	105		172	
	<i>Zone 2</i>	<i>Barket</i>	280	2%	459	
		<i>Tablout</i>	210		345	
		<i>Tadjnant hamou</i>	70		115	
		<i>Afar</i>	49		80	
		Total	609		999	
	<i>Zone 3</i>	<i>thiantine</i>	301	2%	494	
		<i>Ifoughalen 1, 2, 3</i>	644		1057	
		<i>Talamlouk 3</i>	469		769	
		Total	1414		2320	
	<i>Zone 4</i>	<i>Tala mlouk 1, 2</i>	336	2%	551	
		<i>Tighramt1,2</i>	525		861	
		<i>Tagmma1, 2</i>	308		505	
		<i>tamalout</i>	168		276	
		<i>Tignithine</i>	189		310	
		<i>Taourirt</i>	217		356	
		Total	1743		2859	
	Total	/	/	3871	/	6350

Tableau (II.1) : Evaluation de la population de la zone d'étude à l'horizon 2043

II.2.2 Choix de la norme de consommation

Avant tout dimensionnement d'un réseau d'AEP il y a lieu de déterminer la quantité d'eau à apporter à la zone d'étude, de ce fait il faut choisir une norme de consommation qui représentera une moyenne pondérée des consommations journalière, obtenue après une campagne de recensement ou des lois statistiques

Notre dotation est estimée sur une base de 150l/j/habitant pour les besoins actuels.

II.3. Evaluation des besoins en eau :

II.3.1. Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommation :[3]

- Consommation domestique.
- Consommation socio-culturelle et sportive.
- Consommation scolaire.
- Consommation sanitaire.
- Consommation commerciales, publics Etc.

Cette consommation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy j} = \frac{D \times N_c}{1000} \quad (II.2)$$

Avec :

$Q_{moy j}$: Débit moyen journalier m^3/j ;

D : dotation moyenne journalière l/j/hab.

N_c : Nombre de consommateurs

II.3.1.1. Besoins domestiques :

<i>Localité</i>	<i>Population</i>		<i>Dotation (l/j/habitant)</i>	<i>Consommation (m³/j)</i>	
	<i>2018</i>	<i>2043</i>		<i>2018</i>	<i>2043</i>
<i>Zone 1</i>	<i>105</i>	<i>172</i>	<i>150</i>	<i>15.75</i>	<i>25.8</i>
<i>Zone 2</i>	<i>609</i>	<i>999</i>	<i>150</i>	<i>91.35</i>	<i>149.85</i>
<i>Zone 3</i>	<i>1414</i>	<i>2320</i>	<i>150</i>	<i>212.1</i>	<i>348</i>
<i>Zone 4</i>	<i>1743</i>	<i>2859</i>	<i>150</i>	<i>261.45</i>	<i>428.85</i>
<i>Total</i>	<i>3871</i>	<i>6350</i>	<i>/</i>	<i>580.65</i>	<i>952.5</i>

Tableau (II.2) : estimation des besoins domestique en eau potable**II.3.1.2. Besoins scolaires :**

<i>Localité</i>	<i>Etablissement</i>	<i>Nombre d'établissement</i>	<i>Effectifs</i>	<i>Dotation (l/j/élève)</i>	<i>Consommation (m³/j)</i>
<i>Ifoughalen</i>	<i>Primaire</i>	<i>01</i>	<i>300</i>	<i>15</i>	<i>4.5</i>
<i>Tala mlouk</i>	<i>Primaire</i>	<i>01</i>	<i>200</i>	<i>15</i>	<i>3</i>
<i>Total</i>	<i>/</i>	<i>02</i>	<i>500</i>	<i>/</i>	<i>7.5</i>

Tableau (II.3) : estimation des besoins scolaire en eau potable

II.3.1.3. Besoins socio-culturelles et sportifs :

<i>Localité</i>	<i>Equipement</i>	<i>Nombre d'équipements</i>	<i>Effectif total</i>	<i>Dotation (l/j/usagé)</i>	<i>Consommations (m³/j)</i>
<i>Tablout</i>	<i>Mosquée</i>	<i>01</i>	<i>200</i>	<i>30</i>	<i>6</i>
<i>Tala Mlouk</i>	<i>Mosquée</i>	<i>01</i>	<i>150</i>	<i>30</i>	<i>4.5</i>
<i>Ifoughalen</i>	<i>Mosquée</i>	<i>02</i>	<i>300</i>	<i>30</i>	<i>9</i>
	<i>CSP</i>	<i>01</i>	<i>80</i>	<i>50</i>	<i>4</i>
<i>Tagama</i>	<i>Mosquée</i>	<i>01</i>	<i>100</i>	<i>30</i>	<i>3</i>
<i>Total</i>	<i>/</i>	<i>06</i>	<i>830</i>	<i>/</i>	<i>26.5</i>

Tableau (II.4) :estimation des besoins socio-culturelle et sportifs en eau potable**II.3.1.4. Besoins commerciaux :**

<i>Localité</i>	<i>Equipements</i>	<i>Nombre d'unité</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Consommations (m³/j)</i>
<i>Ifoughalen</i>	<i>Cafétéria</i>	<i>02</i>	<i>400</i>	<i>0.8</i>
	<i>Superette</i>	<i>01</i>	<i>100</i>	<i>0.1</i>
<i>Tala Mlouk</i>	<i>Cafétéria</i>	<i>01</i>	<i>400</i>	<i>0.4</i>
	<i>Superette</i>	<i>01</i>	<i>100</i>	<i>0.1</i>
<i>Taourirt</i>	<i>Elevage avicole</i>	<i>02</i>	<i>1000</i>	<i>2</i>
<i>Taggma</i>	<i>Alimentation générale</i>	<i>01</i>	<i>40</i>	<i>0.04</i>
	<i>Elevage avicole</i>	<i>01</i>	<i>1000</i>	<i>1</i>
<i>Thiantine</i>	<i>Abattoir</i>	<i>01</i>	<i>1100</i>	<i>1.1</i>
<i>Tighramt</i>	<i>Cafétéria</i>	<i>01</i>	<i>400</i>	<i>0.4</i>
	<i>Alimentation générale</i>	<i>02</i>	<i>40</i>	<i>0.08</i>
<i>Total</i>	<i>-----</i>	<i>12</i>	<i>-----</i>	<i>6.02</i>

Tableau (II.5) :estimation des besoins commerciaux en eau potable

II.3.2. La consommation moyenne journalière totale :

<i>Catégories des besoins Actuels (2018)</i>					
$Q_{moy,j} (m^3/j)$					
<i>Zone</i>	<i>Domestiques</i>	<i>Scolaires</i>	<i>Commerciaux</i>	<i>Socio-culturels</i>	<i>Total (m³/j)</i>
<i>Zone 1</i>	15.75	-----	-----	-----	15.75
<i>Zone 2</i>	91.35	-----	-----	6	97.35
<i>Zone 3</i>	212.1	4.5	2.5	17.5	236.6
<i>Zone 4</i>	261.45	3	3.52	3	270.97
<i>Total (m³/j)</i>	580.65	7.5	6.02	26.5	620.67

Tableau(II.6) : estimation des besoins totaux actuels

La consommation moyenne journalière est défini comme étant la somme des différentes consommations domestiques et des équipements de la zone d'étude.

$$Q_{moy,j} = Q_{domestique} + Q_{équipement} \quad (II.3)$$

Pour estimer les besoins des équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoins domestiques :

$$\frac{Q_{Equipements\ 2018}}{Q_{Domestique\ 2018}} = \frac{Q_{Equipements\ 2043}}{Q_{Domestique\ 2043}} \quad (II.4)$$

Pour les localités qui ne possèdent pas d'équipements actuellement, à l'horizon de 2043 on prend 20% des besoins domestique de l'année concernée. Les résultats sont représentés dans le **Tableau (II.7)**

<i>Zone</i>	<i>Consommation à l'horizon 2043 m³/j</i>	
<i>Zone 1</i>	<i>Besoins domestiques</i>	25.8
	<i>Besoins d'équipements</i>	5.15
	<i>Besoins totaux</i>	30.96
<i>Zone 2</i>	<i>Besoins domestiques</i>	149.85
	<i>Besoins d'équipements</i>	9.84
	<i>Besoins totaux</i>	159.69
<i>Zone 3</i>	<i>Besoins domestiques</i>	348
	<i>Besoins d'équipements</i>	40.2
	<i>Besoins totaux</i>	388.2
<i>Zone 4</i>	<i>Besoins domestiques</i>	428.85
	<i>Besoins d'équipements</i>	15.62
	<i>Besoins totaux</i>	444.47
<i>TOTAL</i>		1023.32

Tableau (II.7) : Estimation totale des besoins à l'horizon 2043

II.4. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux : la prise d'eau, la station de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc. Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- L'âge et l'état du réseau
- La compétence de l'efficacité de service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites et d'intervention, moyens humains, équipements, organisation, etc.)
- La consommation non quantifiée (illégale)

Afin d'éviter toutes insuffisances dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20%, et cela dans le but de compenser les fuites physiques au niveau des conduites.

$$Q_{\text{moy.j.maj}} = K_f \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j.maj}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j)

K_f : Coefficient des fuites

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j)

II.4.1. Consommation moyenne majorée actuel :

<i>Zone</i>	<i>$Q_{moy.j}$ (m^3/j)</i>	<i>K_f</i>	<i>$Q_{moy.j.maj}$ (m^3/j)</i>
<i>Zone 1</i>	15.75	1.2	18.9
<i>Zone 2</i>	97.35	1.2	116.82
<i>Zone 3</i>	236.6	1.2	283.92
<i>Zone 4</i>	270.97	1.2	325.164
<i>Total</i>	620.67	/	744.804

Tableau (II.8) : majoration du débit journalier actuel

Donc après majoration de 20% la consommation moyenne journalière totale actuelle (2018) est de :

$$Q_{moy.j.maj} = 744.804 \text{ m}^3/j$$

<i>Zone</i>	<i>$Q_{moy.j}$ (m^3/j)</i>	<i>K_f</i>	<i>$Q_{moy.j.maj}$ (m^3/j)</i>
<i>Zone 1</i>	30.96	1.2	37.15
<i>Zone 2</i>	159.69	1.2	191.63
<i>Zone 3</i>	388.2	1.2	465.84
<i>Zone 4</i>	444.47	1.2	533.36
<i>Total</i>	1023.32	/	1227.98

Tableau (II.9) : majoration du débit moyen journalier de l'horizon 2043

Donc après majoration de 20% la consommation moyenne journalière totale à l'horizon (2043) est de :

$$Q_{moy.j.maj} = 1227.98 \text{ m}^3/j$$

II.5. Variation de la consommation journalière :

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale ; de même il existe une journée où elle est minimale.

II.5.1. Consommation maximale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $Q_{max.j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j} \quad (II.6)$$

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j);

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max.j} = (1,1 - 1,3)$

On prend: $K_{max.j} = 1.2$;

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Les consommations maximales journalières de la zone d'étude sont représentées dans le tableau ci-dessous :

<i>Localité</i>	$Q_{moy.j} (m^3/j)$		$K_{max.j}$	$Q_{max.j} (m^3/j)$	
	<i>2018</i>	<i>2043</i>		<i>2018</i>	<i>2043</i>
<i>Zone 1</i>	18.9	37.15	1.2	22.68	44.58
<i>Zone 2</i>	116.82	191.63	1.2	140.184	229.96
<i>Zone 3</i>	283.92	465.84	1.2	340.704	559.01
<i>Zone 4</i>	325.164	533.36	1.2	390.1968	640.03
<i>Total</i>				893.7648	1473.58

Tableau (II.10) : tableau représentant la consommation maximale journalière (2018,2043)

II.5.2. Consommation minimale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est

inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum est noté $K_{min.j}$. Ainsi nous pouvons écrire :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} * Q_{moy.j} \quad (II.7)$$

$Q_{min.j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).

$K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min.j} = (0,7-0,9)$.

On prend: $K_{min.j}=0,8$

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière(m^3/j).

Les consommations minimales journalières de la zone d'étude sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Localité	$Q_{moy.j} (m^3/j)$		$K_{min.j}$	$Q_{min.j} (m^3/j)$	
	2018	2043		2018	2043
Zone 1	18.9	37.15	0.8	15.12	29.72
Zone 2	116.82	191.63	0.8	93.456	153.3
Zone 3	283.92	465.84	0.8	227.136	372.67
Zone 4	325.164	533.36	0.8	260.1312	426.69
Total				595.8432	982.38

Tableau (II.11) : Les consommations minimales journalières pour chaque commune

II.5.3. Variation de la consommation horaire : [2]

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

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

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

Tel que :

- La consommation moyenne horaire: $Q_{moy,h} = Q_{moy,j} / 24$
- La consommation maximale horaire : $Q_{max,h} = Q_{max,j} / 24$
- La consommation minimale horaire : $Q_{min,h} = Q_{min,j} / 24$

Par ailleurs le coefficient $K_{max,h}$ est défini tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \text{ (II.8)}$$

II.5.3.1. Consommation maximale horaire :

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α max tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1.2$

- Un coefficient β max étroitement lié à l'accroissement de la population. On peut donc écrire

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

La variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant est représenté dans le

Tableau (II.12)

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

Tableau (II.12): Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitant

Dans notre cas, on a 6350 habitants à l'horizon 2043, compris entre 6000 et 10000, on procède alors avec une interpolation :

$$10000 - 6000 \leftrightarrow 1.3 - 1.4$$

$$6350 - 6000 \leftrightarrow \beta_{max} - 1.4$$

$$4000 \rightarrow -0.1$$

$$350 \rightarrow \beta_{max} - 1.4$$

$$\beta_{max} = 1.4 + ((350 \times (-0.1)) / 4000)$$

$$\beta_{max} = 1.39$$

Donc on aura : $K_{max,h} = 1.39 \times 1.2 = 1.67$

On prendra $K_{max,h} = 1.7$, cette valeur permet de choisir le régime de consommation pour notre agglomération, d'après les résultats présentés sous forme de tableau. A partir de ce tableau nous pouvons déduire les consommations horaires par la relation suivante :

$$Q_{max.h} = Q_{max.j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec :

$K_{max,h}$: Coefficient de variation horaire maximale

$Q_{max,h}$: Débit horaire (m^3/h).

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière.

Zones	La consommation a l'horizon 2043	
Zone 1, 2, 3,4	$Q_{moy.j}$ (m^3/j)	1023.32
	Q_{moy} (l/s)	11.84
	$Q_{moy.maj}$ (m^3/j)	1227.98
	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	1473.58
	$Q_{min.j}$ (m^3/j)	982.38
	$Q_{moy.h}$ (m^3/h)	42.65
	$Q_{max.h}$ (m^3/h)	61.4
	$Q_{min.h}$ (m^3/h)	40.93

Tableau (II.13) : Récapitulation des différentes consommations

II-5-4. Evaluation de la consommation horaire en fonction de $K_{max,h}$:

- **Remarque :**

Les valeurs de $K_{max,h}$ horaire sont données sous forme de tableau dans l'Annexe 1

<i>Heures</i>	$Q_{max,j} = 1473.58 \text{ m}^3 / j$			
	$Q_{max,h}$		<i>Cumulé</i>	
<i>(h)</i>	%	m^3 / h	%	m^3 / h
<i>0-1</i>	<i>1.00</i>	<i>14.7358</i>	<i>1</i>	<i>14.7358</i>
<i>1-2</i>	<i>1.00</i>	<i>14.7358</i>	<i>2</i>	<i>29.4716</i>
<i>2-3</i>	<i>1.00</i>	<i>14.7358</i>	<i>3</i>	<i>44.2074</i>
<i>3-4</i>	<i>1.00</i>	<i>14.7358</i>	<i>4</i>	<i>58.9432</i>
<i>4-5</i>	<i>2.00</i>	<i>29.4716</i>	<i>6</i>	<i>88.4148</i>
<i>5-6</i>	<i>3.00</i>	<i>44.2074</i>	<i>9</i>	<i>132.6222</i>
<i>6-7</i>	<i>5.00</i>	<i>73.679</i>	<i>14</i>	<i>206.3012</i>
<i>7-8</i>	<i>6.50</i>	<i>95.7827</i>	<i>20.5</i>	<i>302.0839</i>
<i>8-9</i>	<i>6.50</i>	<i>95.7827</i>	<i>27</i>	<i>397.8666</i>
<i>9-10</i>	<i>5.50</i>	<i>81.0469</i>	<i>32.5</i>	<i>478.9135</i>
<i>10-11</i>	<i>4.50</i>	<i>66.3111</i>	<i>37</i>	<i>545.2246</i>
<i>11-12</i>	<i>5.50</i>	<i>81.0469</i>	<i>42.5</i>	<i>626.2715</i>
<i>12-13</i>	<i>7.00</i>	<i>103.1506</i>	<i>49.5</i>	<i>729.4221</i>
<i>13-14</i>	<i>7.00</i>	<i>103.1506</i>	<i>56.5</i>	<i>832.5727</i>
<i>14-15</i>	<i>5.50</i>	<i>81.0469</i>	<i>62</i>	<i>913.6196</i>
<i>15-16</i>	<i>4.50</i>	<i>66.3111</i>	<i>66.5</i>	<i>979.9307</i>
<i>16-17</i>	<i>5.00</i>	<i>73.679</i>	<i>71.5</i>	<i>1053.6097</i>
<i>17-18</i>	<i>6.50</i>	<i>95.7827</i>	<i>78</i>	<i>1149.3924</i>
<i>18-19</i>	<i>6.50</i>	<i>95.7827</i>	<i>84.5</i>	<i>1245.1751</i>
<i>19-20</i>	<i>5.00</i>	<i>73.679</i>	<i>89.5</i>	<i>1318.8541</i>
<i>20-21</i>	<i>4.50</i>	<i>66.3111</i>	<i>94</i>	<i>1385.1652</i>
<i>21-22</i>	<i>3.00</i>	<i>44.2074</i>	<i>97</i>	<i>1429.3726</i>
<i>22-23</i>	<i>2.00</i>	<i>29.4716</i>	<i>99</i>	<i>1458.8442</i>
<i>23-24</i>	<i>1.00</i>	<i>14.7358</i>	<i>100</i>	<i>1473.58</i>

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

II.6. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer le total du débit maximum journalier pour chaque zone d'étude à l'horizon 2043, ce qui nous permettra d'évaluer les capacités optimales du réservoir, ainsi que le dimensionnements, de l'adduction à partir de ces derniers. Tout cela afin de garantir le bon fonctionnement de système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

III.1. Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques intermédiaires entre l'adduction et la distribution de l'eau, Ils assurent la liaison entre le régime constant d'adduction, du captage ou l'usine de production, et le régime essentiellement variable de la consommation depuis l'origine jusqu'aux secteurs ou étages de distribution.

Le réservoir permet le stockage et l'exploitation d'une eau par accumulation ainsi que la distribution. Cette exploitation peut se faire par écoulement libre ou par écoulement forcé, idem pour l'alimentation.

Dans ce chapitre on abordera une étude sur les réservoirs, rôle des réservoirs, types de réservoirs...etc.

III.2. Rôle des réservoirs :

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples, on peut citer notamment :

- e stockage temporaire de l'eau en attendant sa distribution.
- La compensation des écarts entre les apports d'eau (par gravite ou pompage).
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- En cas de panne électrique ou d'une réparation de conduite, le réservoir constitue une assurance contre ces indisponibilités, il permet l'alimentation des ouvrages amants.
- Lutte contre les incendies.
- régulation de la pression

III.3. Emplacements des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes : [3]

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés la pression suffisante.

III.4. Types de réservoirs :

On classifie les réservoirs selon les critères suivants :

- D'après la situation des lieux (emplacement), ils peuvent être :

- Enterrés ;
 - Semi-enterrés. (Sur surface) ;
 - Surélevés, sur tour
- D'après la nature des matériaux constitutifs, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonnerie ;
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaires ou précontraints

 - D'après les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :
 - Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
 - Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
 - Réservoir de traitement.

 - Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage. D'après leurs formes, ils peuvent être :
 - Circulaires ;
 - Carrés ;
 - Rectangulaires ;
 - Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique...etc.).

III.5. Eléments constitutifs et équipements :

Les réservoirs sont composés des éléments suivants :

- **La cuve** : destinée à stocker l'eau provenant de la station de traitement ou de forage. Son volume doit assurer la consommation journalière de l'agglomération jusqu'à l'horizon
- **La tour (pieds droits)** : destinée d'une part de sa hauteur à offrir la charge hydraulique nécessaire dans les conduites d'alimentation et d'autre part à supporter la cuve et à transmettre les charges pondérales aux fondations. Elle est également constituée des voiles en béton armé ou des cuves de grandes capacité ou des supports (poteaux isolés) pour les faibles capacités
- **La conduite d'adduction** : destinée à conduire les eaux d'alimentation à la cuve. sa limite supérieure donnée est le niveau maximum de l'eau dans la cuve. Elle est munie en sa base d'un robinet bande (flotteur)

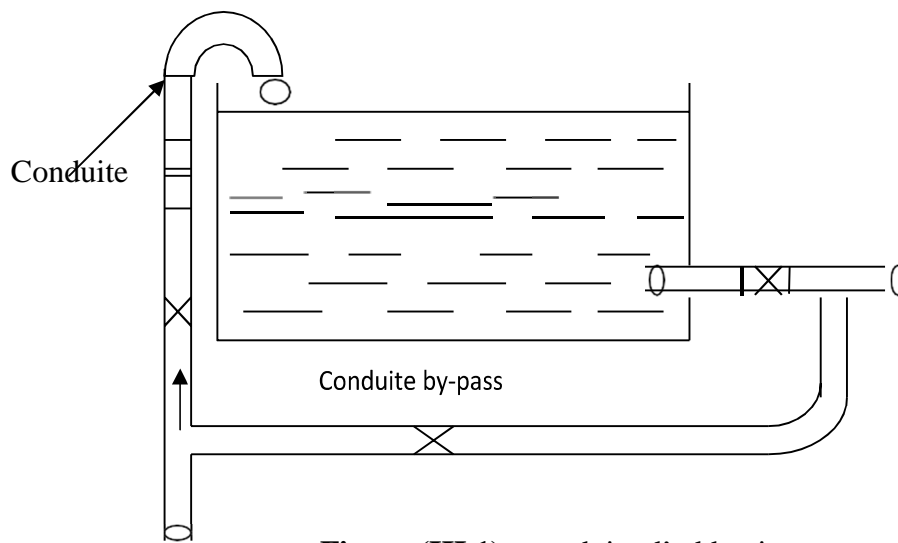


Figure (III.1) : conduite d'adduction

- **La conduite de distribution :** destinée à conduire les eaux d'alimentation dans les réseaux de distribution des agglomération. sa limite supérieur se situe légèrement au-dessus du fond de la cuve ;

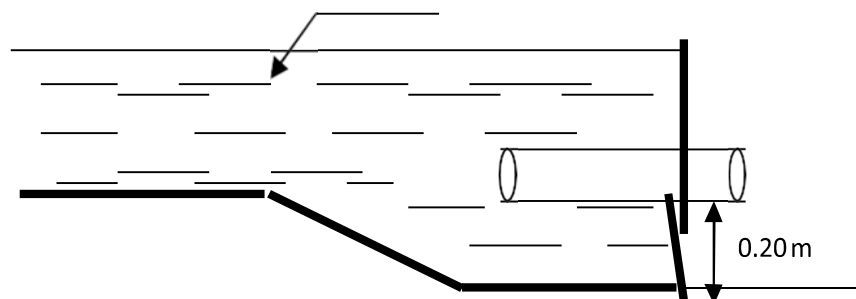


Figure (III.2) : La conduite de distribution

- **Conduite de vidange :** elle se situe à la base de la cuve, muni d'un robinet vanne, elle permet l'évacuation de l'eau au besoin du nettoyage ou autre travaux
- **Conduite de trop-plein :** La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir. Elle comportera au départ un événement et elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques, on aménage un joint hydraulique. Constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite.

- **Le by-pass ou système by-pass** : il est constitué d'un ensemble de robinets vanne permettant l'isolement de la cuve à travers une connexion entre la conduite de distribution et celle d'adduction

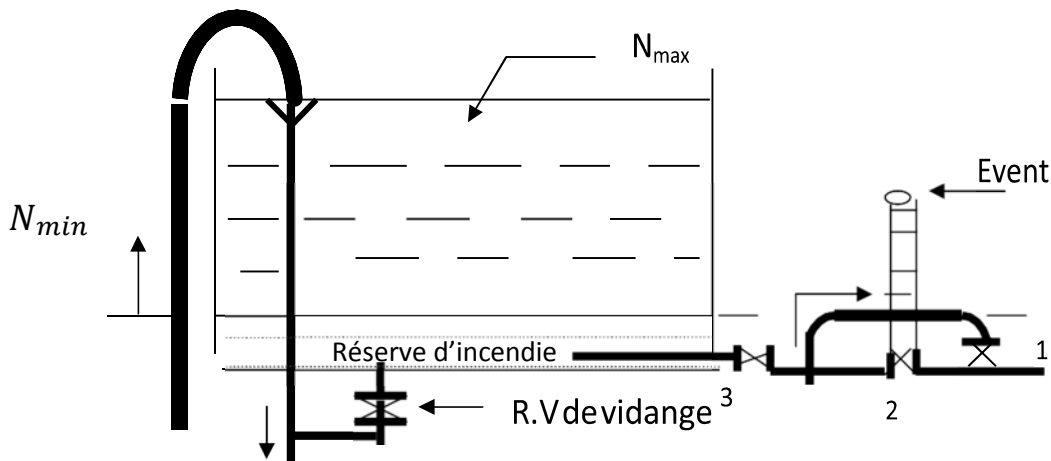


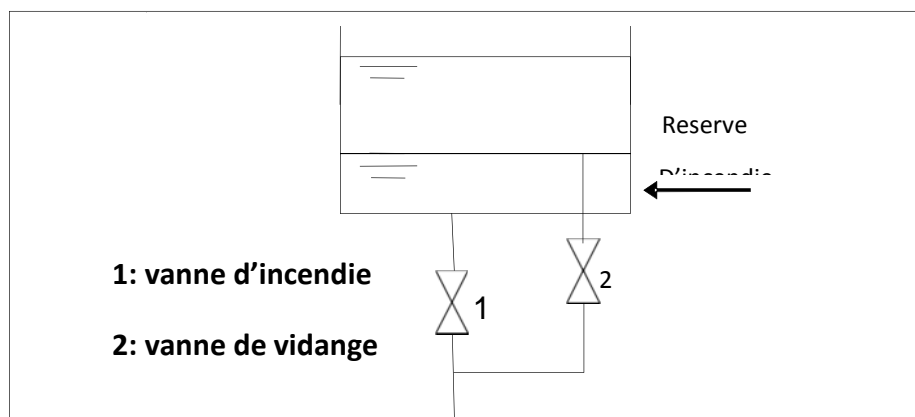
Figure (III.3) : conduite vidange, trop plein et by-pass

III.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur. Afin de conserver la réserve d'eau destinée pour lutter contre les incendies, deux types de procédés sont utilisés :

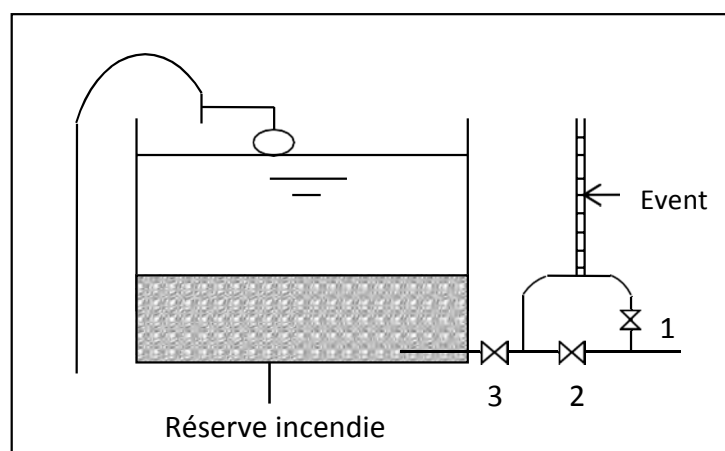
III.6.1. Le système à deux prises

En temps normal, (1) est fermée et (2) ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.



*Figure (III.4) : Système à deux prises***III.6.2. Le système à siphon :**

En temps normal, (1) ouvert et la vanne (2) fermée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). Il est bon de prévoir un troisième robinet vanne (3), normalement ouvert, qui permet de réparer (1) ou (2) en cas de besoin. La vanne (2) sera de préférence une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

*Figure (III.5) : Système à siphon***III.7. Entretien des réservoirs**

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de cuve.
- Elimination des répartitions éventuelles de celle-ci.
- Remise en service.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés

III.8. Hygiène et sécurité :

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épais plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Etre aérés par les orifices de grillage.

III.9. Capacité des réservoirs :

Pour répondre au rôle qu'il doit jouer, les réservoirs doit avoir une capacité suffisante. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est -à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée avec deux méthodes :

- La méthode analytique,
- La méthode graphique.

III.9.1. Méthode analytique :

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max} (\%) \times \frac{Q_{maxj}}{100} \quad (III.1)$$

Avec :

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3),

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%),

Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3 /j).

III.9.1.1. Détermination de la valeur de P :

Connaissant les valeurs de α_{max} et β_{max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{max} par la relation suivante :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier
- On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée,
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera portée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe,
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (p_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$p_{max} = |R_{max}^+| + |R_{max}^-| \quad (\text{III.2})$$

Avec :

R_{max}^+ : Résidu maximum positif (%),

R_{max}^- : Résidu minimum négatif (%).

R^+ : excédent en eau à différentes heures de la journée

R^+ : Apport-sortie si Apport > Sortie

R^- : Insuffisance en eau à différentes heures de la journée

R^- : Sortie – Apport si Sortie > Apport I

III.9.2. Méthode graphique :

C'est une transcription graphique de la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps. Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{max} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \quad (\text{III.3})$$

Remarque : le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique. Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_U + V_{inc} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

V_T : Volume total du réservoir,

V_U : Volume utile de stockage du réservoir (m^3),

V_{inc} : Volume d'incendie

III.10. Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude ;

III.10.1. Dimensionnement des deux stations de reprise :

La station de reprise est équipée d'une station de pompage permettant le refoulement intermédiaire.

L'adduction par refoulement jusqu'au réservoir final s'effectue par l'intermédiaire de deux stations de reprises : SR1, SR2

Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas. On prendra dans ce cas un temps de stockage d'un quart d'heure (1/4 heure).

$$V_{st} = Q_{max.h} * T \quad (\text{III.5})$$

Avec :

V_{st} : Volume de la station de reprise.

$Q_{max.h}$: Débit entrant dans la station.

T : Temps de fermeture des vannes.

- **Dimensionnement de la station de reprise 1**

$$Q_{max.h} = 61.4 \text{ (} m^3/h \text{)}$$

Le débit véhiculé est :

$$Q_v = Q_{max.h} \times 24/20 \quad (\text{III.6})$$

On aura :

$$Q_v = 61.4 \times 24 / 20 = 73.68 \text{ m}^3/j$$

Donc :

$$V_{st} = 73.68 \times 1/4 = 18.42 \text{ m}^3$$

On prend alors un volume de 30 m^3

- **Dimensionnement de la station de reprise 2 :**

Le réservoir SR2 assure une distribution pour les habitants d'Ait Hamed et un refoulement vers le réservoir final de la chaîne d'adduction.

Comme le nombre d'habitants : 172 habitants on trouvera alors :

$$\alpha_{max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 2 \quad \text{Donc :}$$

$$K_{max,h} = 2,4$$

On prend $K_{max,h} = 2.5$, On aura le tableau suivant :

/	Apport		Distribution		Refolement		Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	Heures	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	/	/	/
0-1	73.68	5	0.267	0.0181	71.45	4.84875	4.8681	0.1319		0.1319
1-2	73.68	5	0.267	0.0181	71.45	4.84875	4.8681	0.1319		0.2638
2-3	73.68	5	0.534	0.0362	71.45	4.84875	4.8862	0.1138		0.3776
3-4	73.68	5	0.892	0.0605	71.45	4.84875	4.9105	0.0895		0.4671
4-5	73.68	5	1.56	0.106	71.45	4.84875	4.956	0.044		0.5111
5-6	73.68	5	1.56	0.106	71.45	4.84875	4.956	0.044		0.5551
6-7	73.68	5	2.01	0.136	71.45	4.84875	4.986	0.014		0.5691
7-8	73.68	5	4.547	0.309	71.45	4.84875	5.159		-0.159	0.4101
8-9	73.68	5	3.923	0.266	71.45	4.84875	5.116		-0.116	0.2941
9-10	73.68	5	2.898	0.197	71.45	4.84875	5.047		-0.047	0.2471
10-11	73.68	5	1.828	0.124	71.45	4.84875	4.974	0.026		0.2731
11-12	73.68	5	1.828	0.124	71.45	4.84875	4.974	0.026		0.2991
12-13	73.68	5	1.56	0.106	71.45	4.84875	4.956	0.044		0.3431
13-14	73.68	5	1.56	0.106	71.45	4.84875	4.956	0.044		0.3871
14-15	73.68	5	2.095	0.142	71.45	4.84875	4.992	0.008		0.3951
15-16	73.68	5	2.764	0.188	71.45	4.84875	5.038		-0.038	0.3571
16-17	73.68	5	4.636	0.315	71.45	4.84875	5.165		-0.165	0.1921
17-18	73.68	5	4.191	0.284	71.45	4.84875	5.109		-0.109	0.0831
18-19	0	0	3.254	0.22	0	0	0.22		-0.22	-0.1369
19-20	0	0	0.713	0.0484	0	0	0.0484		-0.0484	-0.1853
20-21	0	0	0.713	0.0484	0	0	0.0484		-0.0484	-0.2337
21-22	0	0	0.446	0.0303	0	0	0.0303		-0.0303	-0.264
22-23	73.68	5	0.267	0.0181	71.45	4.84875	4.8681	0.1319		-0.1319
23-24	73.68	5	0.267	0.0181	71.45	4.84875	4.8681	0.1319		0
Total	1473.58	100	44.58	3.025	1429	96.975	100	1.3309	0.9811	/

Tableau (III.1) : Détermination de la capacité du réservoir de SR2

$$P_{max} = |0.5691| + |-0.264| = 0.8331 \%$$

$$V_u = \frac{Q_{max,j}}{100} \times P_{max} = \frac{1473.58}{100} \times 0.8331 = 12.27 \text{ m}^3$$

$$V_t = 12.27 + 120 = 132.27 \text{ m}^3$$

On prend alors un réservoir d'un volume de $V=150 m^3$

III.10.2. Dimensionnement du réservoir final :

III.10.2.1. La méthode analytique :

Ce réservoir assure la distribution vers les villages de nos quatre zones d'étude pour un pompage d'une durée de 20 heures (00h-18h/22h-24h). Le nombre d'habitant est de : 6178 habitants et la consommation maximale journalière est de : $1429 m^3/j$, donc on aura :

$$\alpha_{\max} = 1.2$$

$$\beta_{\max} = 1.4$$

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1.68$$

On prend $K_{\max} = 1.7$

<i>/</i>	<i>Apport</i>	<i>Distribution</i>	<i>Surplus</i>	<i>Déficit</i>	<i>Résidu</i>
<i>Heures</i>	<i>%</i>	<i>/</i>	<i>/</i>	<i>/</i>	<i>/</i>
0-1	5	1.00	4		4
1-2	5	1.00	4		8
2-3	5	1.00	4		12
3-4	5	1.00	4		16
4-5	5	2.00	3		19
5-6	5	3.00	2		21
6-7	5	5.00		0	21
7-8	5	6.50		-1.5	19.5
8-9	5	6.50		-1.5	18
9-10	5	5.50		-0.5	17.5
10-11	5	4.50	0.5		18
11-12	5	5.50		-0.5	17.5
12-13	5	7.00		-2	15.5
13-14	5	7.00		-2	13.5
14-15	5	5.50		-0.5	13
15-16	5	4.50	0.5		13.5
16-17	5	5.00		0	13.5
17-18	5	6.50		-1.5	12
18-19	0	6.50		-6.5	5.5
19-20	0	5.00		-5	0.5
20-21	0	4.50		-4.5	-4
21-22	0	3.00		-3	-7
22-23	5	2.00	3		-4
23-24	5	1.00	4		0
Total	100	100	<i>/</i>	<i>/</i>	<i>/</i>

Tableau (III.2) : Détermination de la capacité du réservoir

Les résultats calculés dans le tableau ci-dessous sont représentés dans la figure :

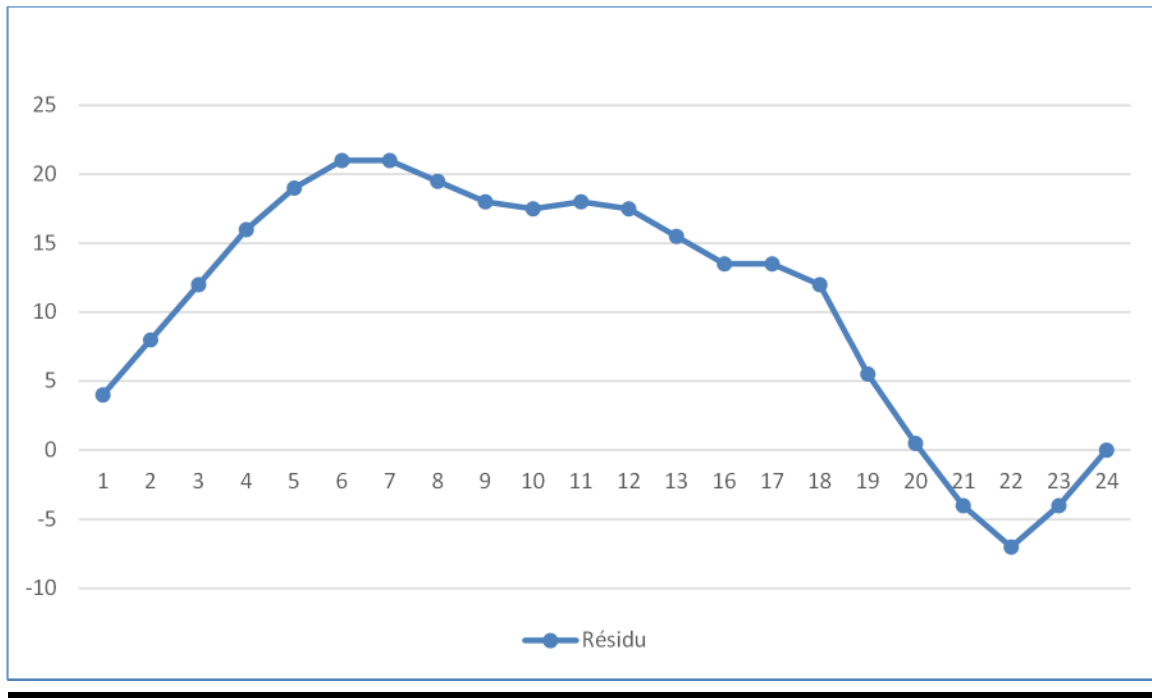


Figure (III.6) : courbe de l'évaluation de résidu en fonction de temps

D'après le tableau, le volume utile du réservoir est de :

$$P_{max} = |21| + |-7| = 28 \%$$

$$V_u = \frac{Q_{max,j}}{100} \times P_{max} = \frac{1429}{100} \times 28 = 400.1 \text{ m}^3$$

$$V_t = 400.1 + 120 = 520.1 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée du réservoir sera de 600 m^3 .

III.10.2.2. Méthode graphique :

Le tableau ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique pour un pompage d'une durée de 20 heures :

<i>/</i>	<i>Apport</i>	<i>Apport cumulé</i>	<i>Distribution</i>	<i>Distribution Cumulé</i>	<i>Différence entre les cumuls</i>
<i>Heures</i>	<i>%</i>	<i>%</i>	<i>/</i>	<i>/</i>	<i>/</i>
<i>0-1</i>	<i>5</i>	<i>5</i>	<i>1.00</i>	<i>1</i>	<i>4</i>
<i>1-2</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>1.00</i>	<i>2</i>	<i>8</i>
<i>2-3</i>	<i>5</i>	<i>15</i>	<i>1.00</i>	<i>3</i>	<i>12</i>
<i>3-4</i>	<i>5</i>	<i>20</i>	<i>1.00</i>	<i>4</i>	<i>16</i>
<i>4-5</i>	<i>5</i>	<i>25</i>	<i>2.00</i>	<i>6</i>	<i>19</i>
<i>5-6</i>	<i>5</i>	<i>30</i>	<i>3.00</i>	<i>9</i>	<i>21</i>
<i>6-7</i>	<i>5</i>	<i>35</i>	<i>5.00</i>	<i>14</i>	<i>21</i>
<i>7-8</i>	<i>5</i>	<i>40</i>	<i>6.50</i>	<i>20.5</i>	<i>19.5</i>
<i>8-9</i>	<i>5</i>	<i>45</i>	<i>6.50</i>	<i>27</i>	<i>18</i>
<i>9-10</i>	<i>5</i>	<i>50</i>	<i>5.50</i>	<i>32.5</i>	<i>17.5</i>
<i>10-11</i>	<i>5</i>	<i>55</i>	<i>4.50</i>	<i>37</i>	<i>18</i>
<i>11-12</i>	<i>5</i>	<i>60</i>	<i>5.50</i>	<i>42.5</i>	<i>17.5</i>
<i>12-13</i>	<i>5</i>	<i>65</i>	<i>7.00</i>	<i>49.5</i>	<i>15.5</i>
<i>13-14</i>	<i>5</i>	<i>70</i>	<i>7.00</i>	<i>56.5</i>	<i>13.5</i>
<i>14-15</i>	<i>5</i>	<i>75</i>	<i>5.50</i>	<i>62</i>	<i>13</i>
<i>15-16</i>	<i>5</i>	<i>80</i>	<i>4.50</i>	<i>66.5</i>	<i>13.5</i>
<i>16-17</i>	<i>5</i>	<i>85</i>	<i>5.00</i>	<i>71.5</i>	<i>13.5</i>
<i>17-18</i>	<i>5</i>	<i>90</i>	<i>6.50</i>	<i>78</i>	<i>12</i>
<i>18-19</i>	<i>0</i>	<i>90</i>	<i>6.50</i>	<i>84.5</i>	<i>5.5</i>
<i>19-20</i>	<i>0</i>	<i>90</i>	<i>5.00</i>	<i>89.5</i>	<i>0.5</i>
<i>20-21</i>	<i>0</i>	<i>90</i>	<i>4.50</i>	<i>94</i>	<i>-4</i>
<i>21-22</i>	<i>0</i>	<i>90</i>	<i>3.00</i>	<i>97</i>	<i>-7</i>
<i>22-23</i>	<i>5</i>	<i>95</i>	<i>2.00</i>	<i>99</i>	<i>-4</i>
<i>23-24</i>	<i>5</i>	<i>100</i>	<i>1.00</i>	<i>100</i>	<i>0</i>
<i>Total</i>	<i>100</i>	<i>/</i>	<i>100</i>	<i>/</i>	<i>/</i>

Tableau(III.3) : la détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique

A partir de *Tableau (III.3)* nous avons tracé la courbe présentée dans la figure suivante :

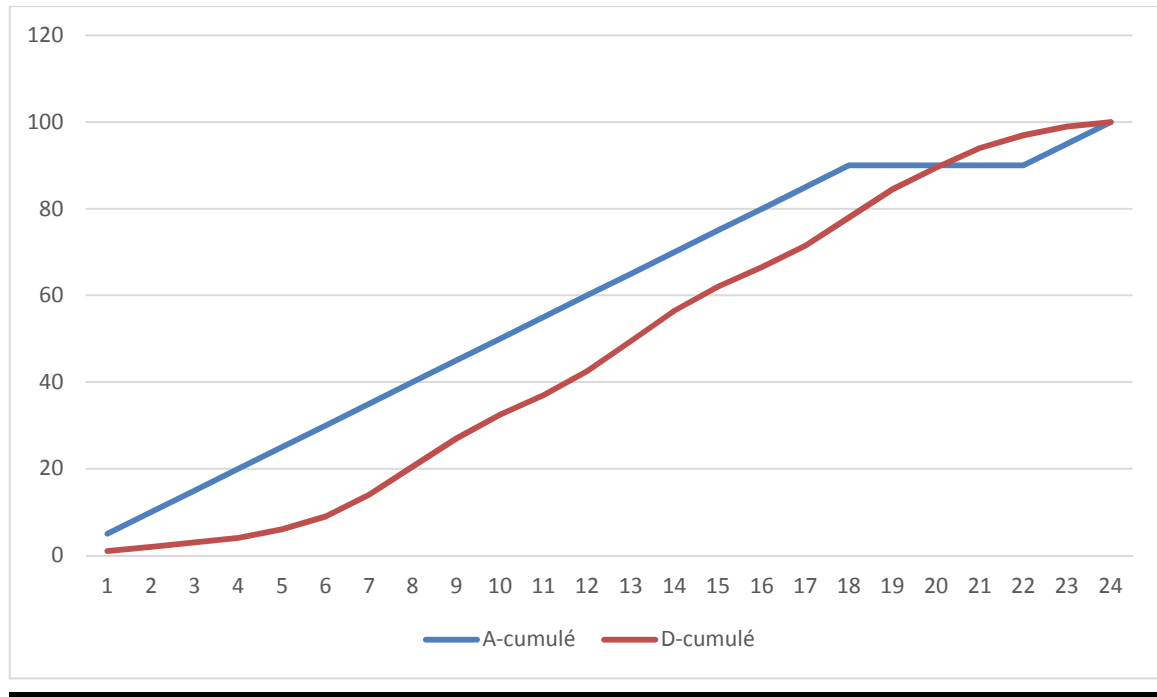


Figure (III.7) : Capacité du réservoir par la méthode graphique.

Nous déterminons P_{max} à partir de la courbe (III.7)

$$P_{max} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-|$$

$$P_{max} = |21| + |-7| = 28$$

D'où

$$V_u = \frac{1429}{100} \times 28 = 400.1 \text{ m}^3$$

Donc la capacité totale du réservoir est de :

$$V_u = 400.1 + 120 = 520.1 \text{ m}^3$$

III.11. Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis de tirer les dimensions des ouvrages de stockages (réservoirs) et de transits (stations de reprises). On a opté pour un réservoir final d'un volume $V = 600 \text{ m}^3$. En ce qui concerne les stations de reprises on a opté pour un réservoir d'un volume de $V = 30 \text{ m}^3$ Pour SR1 et pour la seconde (SR2) le volume du réservoir sera $V = 150 \text{ m}^3$.

Après le dimensionnement final du réservoir final, il est essentiel de dimensionner les conduites transportant l'eau entre les stations de reprise et ce dernier. Le dimensionnement des conduites sera l'objet de chapitre suivant.

IV.1. Introduction :

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites vers les lieux de stockage. Le terme d'adduction vient typologiquement du latin « adducere » qui signifie « mener ou conduire vers ».

D'un point de vue hydraulique, l'adduction peut être gravitaire, par refoulement ou bien mixte.

IV.2. Type d'adduction

IV.2.1. Adduction gravitaire :

L'adduction gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquées (condition par la pente, pesanteur). Dans le cas d'une canalisation gravitaire ; la source d'eau doit ce situé à une cote supérieur à celle du réservoir d'accueil.

IV.2.2. Adduction par refoulement :

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau mu par une pompe (sous l'action d'une force mécanique). Le débit transité est alors discontinu, variable dépendant de débit de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes.

IV-2-3. Adduction mixte :

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

IV-3. Choix du tracé :[4]

Le choix de tracé du profil de la conduite a un apport important dans le dimensionnement des conduites d'adduction et doit être choisit d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certains exigences d'ordre technique et économiques telle que :

- Choisir le tracé le plus direct possible (le plus régulier et le plus court possible), afin de réduire les frais de projet.
- Eviter la traversée des obstacles tel que les voies ferrées, oueds, routes.... Car cela nécessite la construction d'ouvrages spéciaux et coûteux.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, pour éviter la rupture des veines liquides.
- Il est préférable de concevoir le profil en long le long des routes et pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation.

IV.4. Choix du type de conduites : [5]

Le choix de type de conduites se fait selon plusieurs critères d'ordre techniques, autrement dit selon le diamètre, la pression du service, les conditions de pose, mais aussi selon quelques critères économiques qui se résume dans les prix des fournitures, de transport et de main d'œuvre.

A) Plan technique :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

B) Plan économique :

- Prix de la fourniture et du transport.
- Disponibilité sur le marché local. Les types de conduites les plus utilisés dans les réseaux d'eau potable sont :
 - Conduite en acier.
 - Conduite en fonte.
 - Conduite en PVC.
 - Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Pour notre projet on choisit des conduites en PEHD, vue les avantages qu'elles présentent :

- Disponibilité sur le marché.
- Résistance à de grandes pression (à 16, 20 bars).
- Facile à poser (grande flexibilité).
- Une durée de vie importante.
- Résiste à la corrosion et se raccorde facilement.
- Bonne caractéristique hydrauliques.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Insensible au mouvement du terrain.
- Se raccord facilement aux autres réseaux (fonte et acier).

IV.5. Etude technico-économique de la conduite : [5]

Le dimensionnement de la conduite d'adduction (refoulement) se fait en cherchant le diamètre économique de la conduite qui permet de donner un cout de reviens minimal

- Les frais d'amortissement des conduites qui croissent avec les diamètres des canalisations.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charges.

Dans notre projet on prendra une vitesse d'écoulement qui est comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

IV-5.1 Calcul du diamètre économique de la conduite :

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont les suivantes :

$$\text{Formule de BONNIN } D_{BONNIN} = \sqrt{Q}(m) \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{Formule de BRESS : } D_{BRESS} = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Où :

D_{BONNIN}, D_{BRESS} : Diamètre de la conduite (m)

Q : débit transitant dans le tronçon m^3/s

On choisira le diamètre le plus économique, ce diamètre sera compris entre un D_{max} et un D_{min}

Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable

IV.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse de l'écoulement de l'eau dans les conduites se calcule comme suit : [3]

$$\text{D'après l'équation de continuité : } Q = V \times S \text{ Alors : } V = \frac{Q}{S}$$

$$\text{On a : } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

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

Avec :

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

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

La vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s

IV.5.3. Pertes de charge

La perte de charge est une perte de pression irréversible que subit un liquide lors de son passage dans une canalisation car la perte de charge est transformée en chaleur ou bruits que l'on ne sait pas retransformer en pression et cela sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. [8]

Elles se présentent sous formes :

- Pertes de charges linéaires.
- Pertes de charges singulières.

IV.5.3.1. Les pertes de charge linéaire :

Les Pertes de Charge linéaire représentent les pertes d'énergies dues aux frottements du fluide dans une conduite de section constante. [6]

On définit la perte de charge linéaire H_L (m) par l'expression suivante :

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

$$J = \lambda \times \frac{v^2}{2g} \times \frac{1}{d} \quad (\text{IV.5})$$

$$J = \lambda \times L \times \frac{v^2}{2g} \times \frac{1}{d} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

J : Perte de charge par unité de longueur (m).

L : Longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

λ se calcule selon le régime d'écoulement en fonction du nombre de REYNOLDS et la rugosité relative. On peut appliquer les formules suivantes :

- Régime turbulent rugueux

λ est donné par la formule de NIKURADZE [9] :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

Régime transitoire :

λ est donné par la formule de COLEBROOK [9]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

R_e : Nombre de REYNOLDS qui est donné par la formule suivante [9] :

$$R_e = \frac{v D}{\nu} \quad (\text{IV.9})$$

Où :

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

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.00337T + 0.000221T^2} \quad (\text{IV.10})$$

T : Température de l'eau en °C

à 10 °C : $\nu = 1,30 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

K : c'est la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des protubérances des parois internes du tuyau.

Dans la pratique, il est évident de tenir compte de l'influence des pertes de charge, qui dépend des paramètres suivants :

- Paramètres hydrauliques : vitesse moyenne, diamètre et pression ;
- Paramètres physico-chimique de l'eau : acidité, PH, dureté...

$$K = K_0 + \alpha \times t \quad (\text{IV.11})$$

K₀: Rugosité absolue des tuyaux neufs ;

α : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M. PETER LAMONT.

$\alpha = 0.036 \text{ mm/ans}$, qui correspondent à la zone de faible agressivité,

t : Temps de service = 25ans,

IV.5.3.2. Les pertes de charge singulières

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

15% des pertes de charge linéaires pour la fonte [7] :

$$H_s = 0,15 \times H_L \text{ (IV.12)}$$

IV.5.3.3. Les pertes de charge totale

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H_t = 1,15 \times H_L = 1,15 \times J \times L \quad \text{(IV.13)}$$

IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT :

Elle est définie comme étant la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe

$$\text{HMT} = H_g + H_t \quad \text{(IV.14)}$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m)

H_t : Pertes de charge totale

IV-5.4.1. Puissance de pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g Q \text{ HMT}}{\eta} \text{ (IV.15)}$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

Q : débit transité (m^3 /s).

η : Rendement de la pompe.

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

IV-5-5. Energie consommée par la pompe :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$E = P \times T \times 365 \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe (kWh).

T : nombre d'heures de pompage (T=20h).

P : puissance absorbée par la pompe (KW).

IV.5.6. Frais d'exploitation

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

$$F_{exp} = E \cdot e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.17})$$

E : énergie consommée par la pompe en [kwh]

e : prix unitaire d'un kwh imposé par SONELGAZ. (e = 4,472 DA).

IV.5.7. Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = A \times P_c \times L \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

P_c : Prix de la conduite en (DA)

L : Longueur d'amortissement.

A : amortissement annuel de la conduite.

D'où :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.19})$$

Avec :

i : Taux d'annuité annuel, (i = 8% en Algérie).

n : nombre d'années d'amortissement, n = 25 ans.

A = 0,0937, soit 9,37%

IV-5-8. Calcul du bilan

Le bilan c'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{IV.20})$$

Avec :

F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA).

F_{am} : Les frais d'amortissement.

B_L : Le bilan.

IV.6. Organes et accessoires de l'adduction [8]

IV.6.1. Organes de sectionnement :

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

- **Robinet vanne** : c'est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement qui Permet l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

IV.6.2. Organes de protection :

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.
- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.
- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

IV.6.3. Organes de régulation :

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

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : elle permet de maintenir la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer que la pression a l'amont

reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

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

IV.6.4. Organes de branchement :

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

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

IV.7. Détermination des diamètres économiques :

IV.7.1. F-SR1 :

Q : débit transitant = $0.0171 \text{ m}^3/\text{s}$

L : longueur de la conduite = 1035 m

H_g : Hauteur géométrique = 145 m

Diamètre économique

- Formule de BONNIN : $D_{BONNIN} = 0.131 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D_{BRESS} = 0.196 \text{ m}$

Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.16m 0.2m 0.25m

A-Calcul de la HMT

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Q (m^3/s)	Re	L (m)	λ	HL (m)	ΔHL (m)	HMT (m)
160	145.4	0,850915605	0.0171	68073,24841	1035	0,038313798	9.147	10,51834444	155.5
200	181.8	0,544585987	0.0171	108917,1975	1035	0,038313798	3	3,446651105	148.446
250	227.3	0,348535032	0.0171	87133,75796	1035	0,038313798	0.98	1,129398634	146.129

Tableau (V.1) : calcul de la HMT du tronçon (F-SR1)

B. Calcul des frais d'exploitation :

<i>Diamètre</i>	<i>Pa(kw)</i>	<i>E (kwh)</i>	<i>E (DA/kwh)</i>	<i>F exp (DA)</i>
160	34.68	253897	4.472	1136746.44
200	33.20	242379	4.472	1083919.44
250	32.68	238596	4.472	1067001.23

Tableau (V2) : calcul du frais d'exploitation du tronçon (F-SR1)

C. Calcul des frais d'amortissement :

<i>D (mm)</i>	<i>P_c (DA/ml)</i>	<i>L (m)</i>	<i>A</i>	<i>F am (DA)</i>
160	4268.35	1035	0.0937	413942.45
200	6655.33	1035	0.0937	645430.57
250	10363.01	1035	0.0937	1004999.52

Tableau (V.3) : calcul des frais d'amortissement pour le tronçon (F-SR1)

D. Calcul du bilan total

<i>D (mm)</i>	<i>F exp (DA)</i>	<i>F am (DA)</i>	<i>Bilan total (DA)</i>
160	1136746.44	413942.45	1550688.89
200	1083919.44	645430.57	1729350.01
250	1067001.23	1004999.52	2072000.75

Tableau (V.4) : calcul du bilan total pour le tronçon (F-SR1)

On opte pour un diamètre de 160 mm avec une vitesse d'écoulement **0.85 m/s**

IV.7.2. SR1-SR2 :

Q : débit transitant = $0.0171\text{m}^3/\text{s}$

L : longueur de la conduite = 1334 m

H_g : Hauteur géométrique = 129 m

Diamètre économique

- Formule de BONNIN : $D_{BONNIN} = 0.131$ m
- Formule de BRESS : $D_{BRESS} = 0.196$ m

Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant (**Annexe 2**) sont : 0.16m 0.2m 0.25m

A-Calcul de la HMT

<i>D ext</i> (mm)	<i>D int</i> (mm)	<i>V</i> (m/s)	<i>Q</i> (m ³ /s)	<i>Re</i>	<i>L (m)</i>	λ	<i>HL</i> (m)	ΔHL (m)	<i>HMT</i> (m)
160	145.4	0,851	0.0171	136146,5	1334	0,03831	11.79	13,5569	142.56
200	181.8	0,545	0.0171	108917,2	1334	0,03831	3.86	4,4423	133.44
250	227.3	0,348	0.0171	87133,76	1334	0,03831	1.27	1,4556	130.46

Tableau (V.5) : Calcul de la HMT pour le tronçon (SR1-SR2)**B. Calcul des frais d'exploitation :**

<i>Diamètre</i>	<i>Pa(kw)</i>	<i>E (kwh)</i>	<i>E (DA/kwh)</i>	<i>F exp (DA)</i>
160	31.89	232797	4.472	1041068.18
200	30.15	220095	4.472	984264.84
250	29.18	213014	4.472	952598.61

Tableau (V.6) : calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1-SR2)**C. Calcul des frais d'amortissement :**

<i>D (mm)</i>	<i>P_c (DA/ml)</i>	<i>L (m)</i>	<i>A</i>	<i>F am (DA)</i>
160	4268.35	1334	0.0937	533525.82
200	6655.33	1334	0.0937	831888.30
250	10363.01	1334	0.0937	1295332.73

Tableau (V.7) : calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR1-SR2)**D. Calcul du bilan total**

<i>D (mm)</i>	<i>F exp (DA)</i>	<i>F am (DA)</i>	<i>Bilan total (DA)</i>
160	1041068.18	533525.82	1574594
200	984264.84	831888.30	1816153.14
250	952598.61	1295332.73	2247931.34

Tableau (V.8) : calcul du bilan total du tronçon (SR1-SR2)

On opte pour un diamètre de 160 mm avec une vitesse d'écoulement : 0.85m/s

IV.7.3. SR2-R :

Q : débit transitant = $0.0166\text{m}^3/\text{s}$

L : longueur de la conduite = 1112 m

H_g : Hauteur géométrique = 131m

Diamètre économique

- Formule de BONNIN : $D_{BONNIN} = 0.129\text{m}$
- Formule de BRESS : $D_{BRESS} = 0.193\text{ m}$

Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant(**Annexe 2**) sont : 0.16m 0.2m 0.25m

A-Calcul de la HMT

D ext (mm)	D int (mm)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Re	L (m)	λ	HL (m)	ΔHL (m)	HMT (m)
160	145.4	0,8260	0.0166	132165,6	1112	0,03832	9.26	10,6497	141.65
200	181.8	0,528	0.0166	105732,5	1112	0,03832	3.03	3,4895	134.49
250	227.3	0,3383	0.0166	84585,98	1112	0,03831	0.76	1,1435	132.14

Tableau (V.9) : Calcul de la HMT du tronçon (SR2-R)

B. Calcul des frais d'exploitation :

Diamètre	Pa(kw)	E (kwh)	E (DA/kwh)	F exp (DA)
160	30.76	224520.12	4.472	1004053.99
200	29.20	213160	4.472	953251.52
250	21.51	157023	4.472	702206.86

Tableau (V.10) : calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2-R)

C. Calcul des frais d'amortissement :

D (mm)	P_c (DA/ml)	L (m)	A	F am (DA)
160	4268.35	1112	0.0937	444737.13
200	6655.33	1112	0.0937	693448.12

250	10363.01	1112	0.0937	1079767.61
-----	----------	------	--------	------------

Tableau (V.11) : calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2-R)

D. Calcul du bilan total

<i>D (mm)</i>	<i>F exp (DA)</i>	<i>F am ()DA</i>	<i>Bilan total (DA)</i>
160	1004053.99	444737.13	1448791.12
200	953251.52	693448.12	1646699.64
250	702206.86	1079767.61	1781974.47

Tableau (V.12) : Calcul du bilan total du tronçon (SR2-R)

On opte pour un diamètre de 160 mm avec une vitesse d'écoulement : **0.83 m/s**

<i>Type d'adduction</i>	<i>Tronçon</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Débit véhiculé (m³/s)</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Diamètre économique (mm)</i>
<i>Refoulement</i>	<i>F-SR1</i>	0.85	0.0171	1035	160
	<i>SR1-SR2</i>	0.85	0.0171	1334	160
	<i>SR2-R</i>	0.83	0.0166	1112	160

Tableau (V.13) : récapitulatif des diamètres des différents tronçons

IV.10. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons déterminé les diamètres économiques des différents tronçons d'adduction de la zone d'étude, qui est en **PEHD PN16 ϕ 160** pour les trois tronçons.

V-1. Introduction

La pompe est une machine hydraulique, qui permet la transformation de son énergie mécanique en énergie hydraulique, les pompes les plus utilisées pour le refoulement sont les pompes centrifuges qui permettent le refoulement des débits importants et des hauteurs considérables.

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire). Une station de pompage comporte principalement :

- La salle d'arrivée d'eau
- La salle des commandes
- La salle des machines

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique.

En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau :

- Énergie sous forme potentielle : vis d'Archimède (utilisée dans les réseaux d'assainissement et les stations d'épuration)
- Énergie sous forme de pression : pompes volumétrique ou à piston
- Énergie sous forme de vitesse : pompes axiales et centrifuge (appelé aussi turbopompes). Elles sont les plus utilisées. [9]

V.2. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Dans les pompes centrifuges le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge.

Une pompe centrifuge est constituée par :

Une roue à aubes tournant autour de son axe

Un distributeur dans l'axe de la roue

Un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.

Le principe de base de fonctionnement des pompes centrifuges repose sur la mise en rotation du fluide à pomper en le faisant circuler dans une roue tournant à une vitesse plus ou moins élevée.

Le fluide est admis au centre de la roue avec une pression dite pression d'aspiration

Lors de sa mise en rotation et de son déplacement vers la périphérie de la roue, sa vitesse et son énergie cinétique augmentent, la pression dynamique qui en résulte augmente donc également.

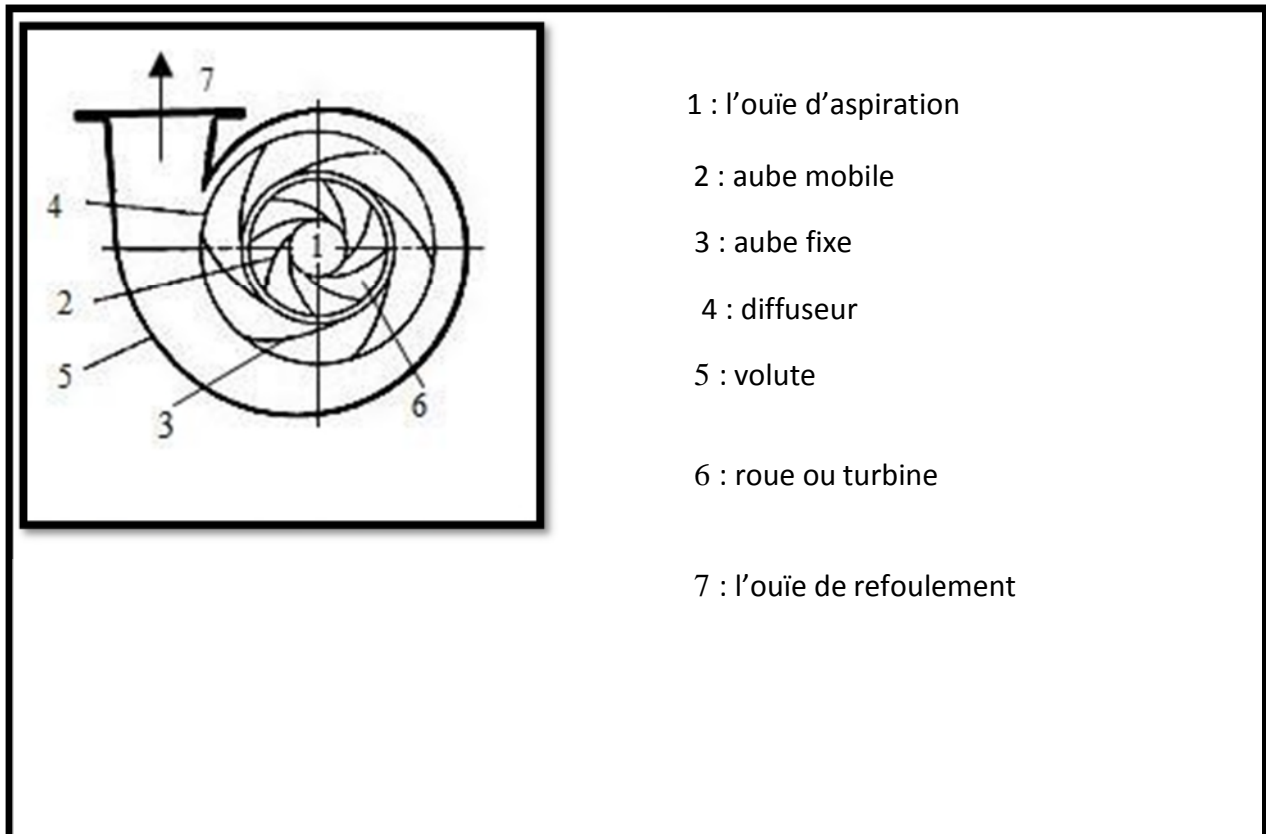


Figure (V.1): Pompe centrifuge

V.3. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge [10]

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- La hauteur manométrique totale (d'élévation),
- Le débit à refouler (Q),
- La puissance et le rendement,
- La vitesse spécifique.
- La cavitation.

V.4. Choix des pompes

Le choix des pompes à adopter se portera selon les critères suivants :

- Le débit à refouler,
- La hauteur d'élévation d'eau (HMT),
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau,
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

Pour la station de pompage sur forage, on adaptera un groupe électropompe immergé.

Pour les deux autres stations de pompage, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal.

V.4.1. Les courbes caractéristiques d'une pompe [10]

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

V.4.1.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

V.4.1.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »

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

V.4.1.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

V.4.1.4. La courbe de la charge nette d'aspiration requise – débit : $NPSHR = f(Q)$

Elle représente la variation de la charge nette d'aspiration requise en fonction du débit

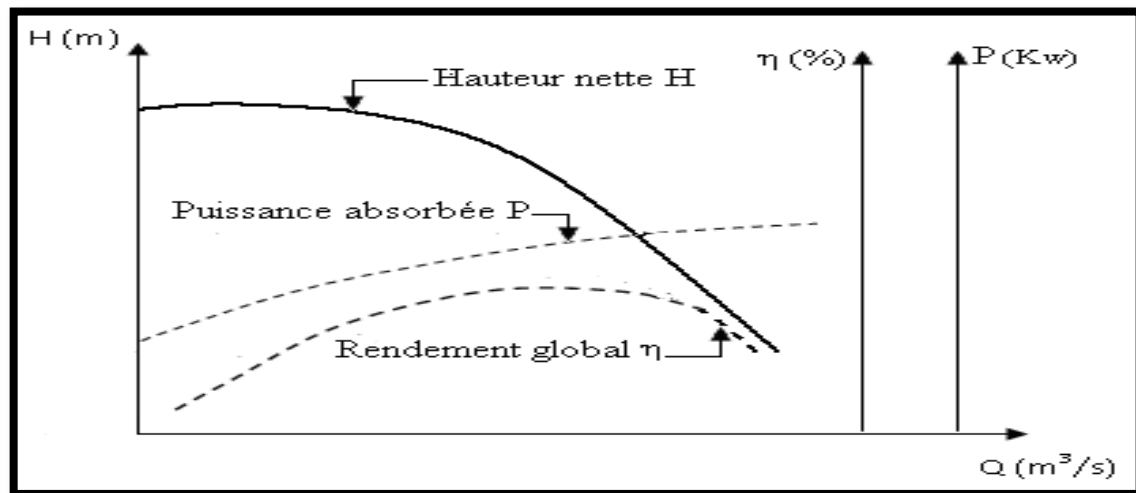


Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V.4.1.5. Couplage d'une pompe à un réseau [10]

Lorsqu'une pompe alimente un réseau, le débit qui la traverse est le même que celui qui entre dans le réseau, l'énergie fournie par la pompe est égale à celle consommée par le réseau.

V.4.1.6. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

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

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

A. Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est

de :

$V \text{ (m}^3\text{)} = 20 \times Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T .
Donc on peut écrire :

$$Q \times T = 20 \times Q_1 \quad (\text{V.1})$$

D'où :

$$T=20 \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{V.2})$$

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{V.3})$$

B. Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 .

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{V.5})$$

Où :

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

C. Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point

$P_2 (Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right) = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{V.6})$$

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage

(r) sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (\text{V.7})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{V.8})$$

D. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation :

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (Courbe d'iso- rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 (Voir : Figure (IV.3)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3), on aura alors:

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{Tr/min}) \quad (\text{V.9})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (kw)} \quad (\text{V.10})$$

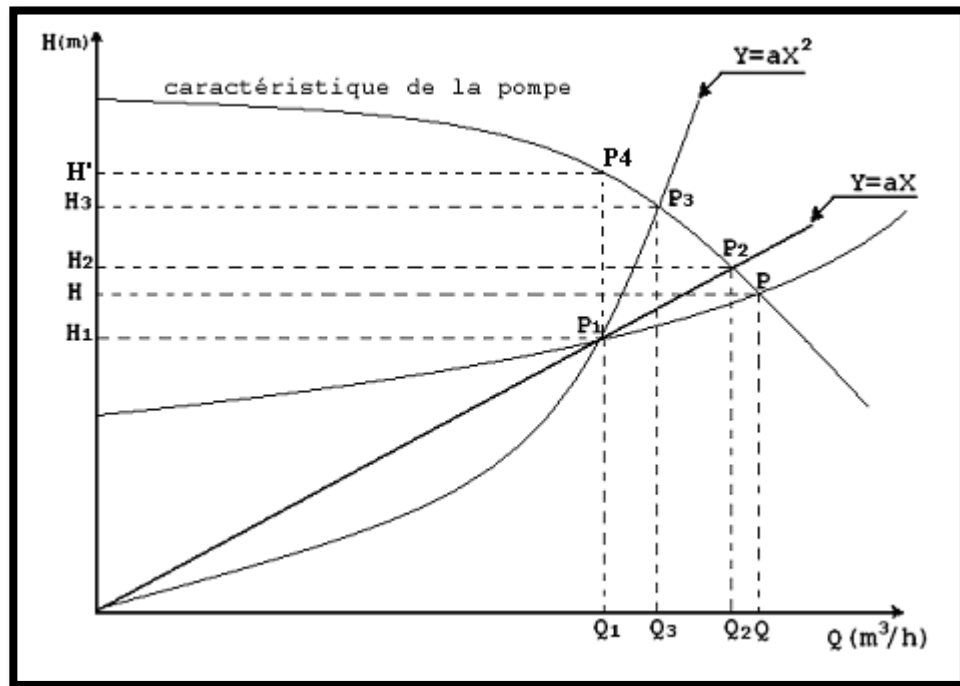


Figure (V.3) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

V.5. Couplage des pompes [11]

Dans bien des cas, les besoins (H-Q) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes.

V.5.1. Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe. Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement de l'ensemble. Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes.

V.5.2. Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsque l'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la surface, où elle est reprise par une pompe de surface. Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

V.6. Etude du phénomène de cavitation

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

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r (donnée par le constructeur).

Le NPSH requis (NPSH)_r est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

Type de la pompe,

Point de fonctionnement.

Le NPSH requis (en mètre de liquide) est donné par le fabricant sous forme de courbe en fonction du débit. Le NPSH disponible (NPSH)_d est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe. Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (\text{V.11})$$

- Pour l'alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + H_v) \quad (\text{V.12})$$

- Pour l'alimentation en dépression :

$$(NPSH)_r = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + H_v) \quad (\text{V.13})$$

Avec :

H_a : Hauteur d'aspiration en (m),

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

$\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m),

h_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

$T \text{ } ^\circ\text{C}$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
H_v	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

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

V.7. Choix du type des pompes pour différentes stations

V.7.1. Forage

Q : débit transitant = $0.0171 \text{ m}^3/\text{s}$

H_g : Hauteur géométrique = 145 m

$HMT = 155.5$

$D=160 \text{ mm}$

D'après le catalogue Caprari (**Annexe 3**), on va opter pour une pompe immergée.

$N \text{ (Tr/min)}$	$\eta \text{ (\%)}$	$Pa \text{ (Kw)}$	$NPSH_r$	$PI(Q_1, H_1)$	$PD(Q_D, H_d)$
2900	75.6	37	3.01	(17.1, 156)	(17.1, 156)

Tableau (V.2) : Caractéristiques de la pompe du forage

PI : point de fonctionnement

PD : point désiré

Le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré.

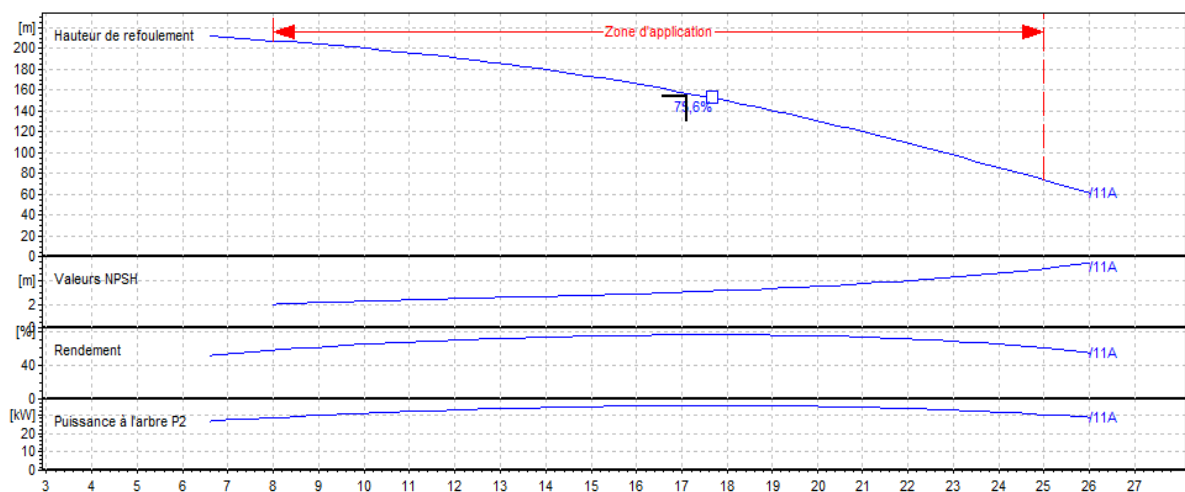


Figure (V.4) : courbe caractéristique de la pompe du forage (E8S50/11A + MC850)

V.7.1.1. Etude de cavitation :

On fixe $H_a=1$ m, $\Delta H_a =0$ m

$(NPSH)_r = 3.01$ m

En appliquant la relation (V.12) :

$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09$ m

D'où :

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

V.7.2. Station de reprise 1 :

Q : débit transitant = 0.0171 m³/s

L : longueur de la conduite = 1334 m

H_g : Hauteur géométrique = 129 m

D : 160 mm

HMT : 142.56

D'après le catalogue caprari (Annexe 3) , on opte pour une pompe :

<i>N (Tr/min)</i>	<i>η (%)</i>	<i>Pa (Kw)</i>	<i>NPSH_r</i>	<i>PI(Q₁,H₁)</i>	<i>P_D(Q_D,H_d)</i>
2900	75.8	31.6	1.88	(17.1, 142)	(17.1, 142)

Tableau (V.3) : Caractéristiques de la pompe de station de reprise 1

Le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré.

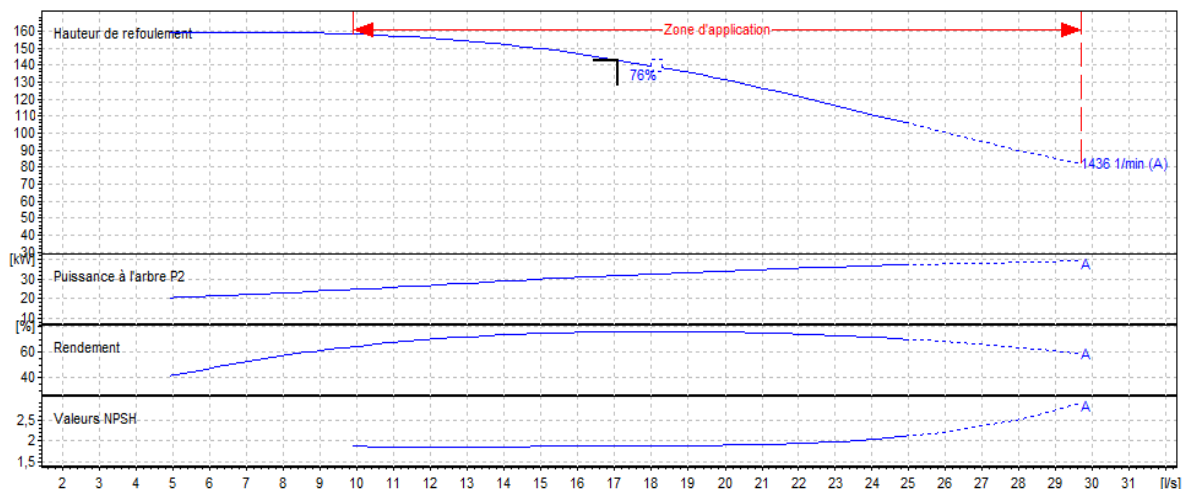


Figure (V.5) : courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise 1 (PM 100/ 8 A)

V.7.2.1. Etude de cavitation :

On fixe $H_a=1$ m, $\Delta H_a =0$ m

$(NPSH)_r = 1.88$ m

En appliquant la relation (V.12) :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 0.5 \cdot (0 + 0.24) = 10.59 \text{ m}$$

D'où :

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

V.7.3. Station de reprise 2 :

Q : débit transitant = $0.0166 \text{ m}^3/\text{s}$

L : longueur de la conduite = 1112 m

H_g : Hauteur géométrique = 131m

HMT : 141.68

D'après le catalogue caprari (**Annexe 3**) on opte :

<i>N (Tr/min)</i>	<i>η (%)</i>	<i>Pa (Kw)</i>	<i>NPSH_r</i>	<i>PI(Q₁,H₁)</i>	<i>P_D(Q_D,H_d)</i>
2900	75.7	37	1.85	(16.6, 142)	(16.6, 142)

Tableau (V.4) : Caractéristiques de la pompe de station de reprise 2

Le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré.

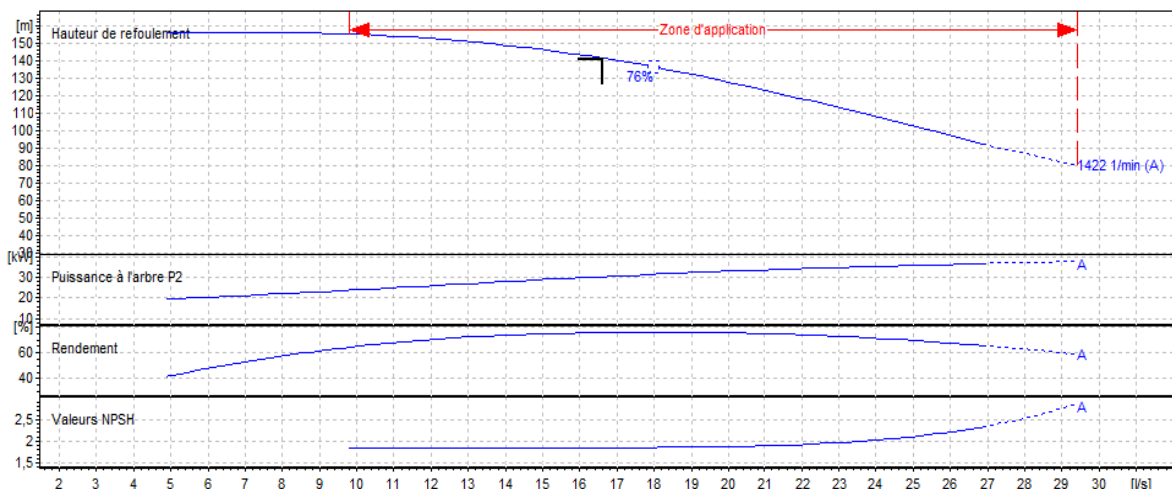


Figure (V.5) : courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise 2 (HMU50-2/4A)

V.7.3.1. Etude de cavitation :

On fixe $H_a=1$ m, $\Delta H_a =0$ m

$$(\text{NPSH})_r = 1.85 \text{ m}$$

En appliquant la relation (V.12) :

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 + 0.5 - (0 + 0.24) = 10.59 \text{ m}$$

D'où :

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ donc la pompe ne cavite pas.

V.8. Conclusion

L'étude de la partie pompage nous a permis de choisir le type de pompes qui conviennent à nos tronçons. Nous avons utilisé le catalogue numérique **CAPRARI** afin de déterminer les pompes qui garantiront le refoulement.

VI.1. Introduction

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

VI.2. Pose de canalisation

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

VI.2.1. Principe de pose de canalisation

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

La pose se fait selon les étapes suivantes :

- **Aménagement du lit de pose**

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0.1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

- **La mise en place des canalisations**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit de tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

- **Remblai des tranchées**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 à 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;

- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0.25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Le tableau ci-dessous nous donne les épaisseurs des différentes couches du remblai et les matériaux utilisés.

Couche	Matériaux	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5 mm (1)	Couche d'eau moins 10 cm
Assise	Sable 0,1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe de tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai (2)	Jusqu'à la surface

Tableau (VI.1) : Hauteur des couches de remblai

(1) : Entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique.

(2) : Après élimination des éléments impropres.

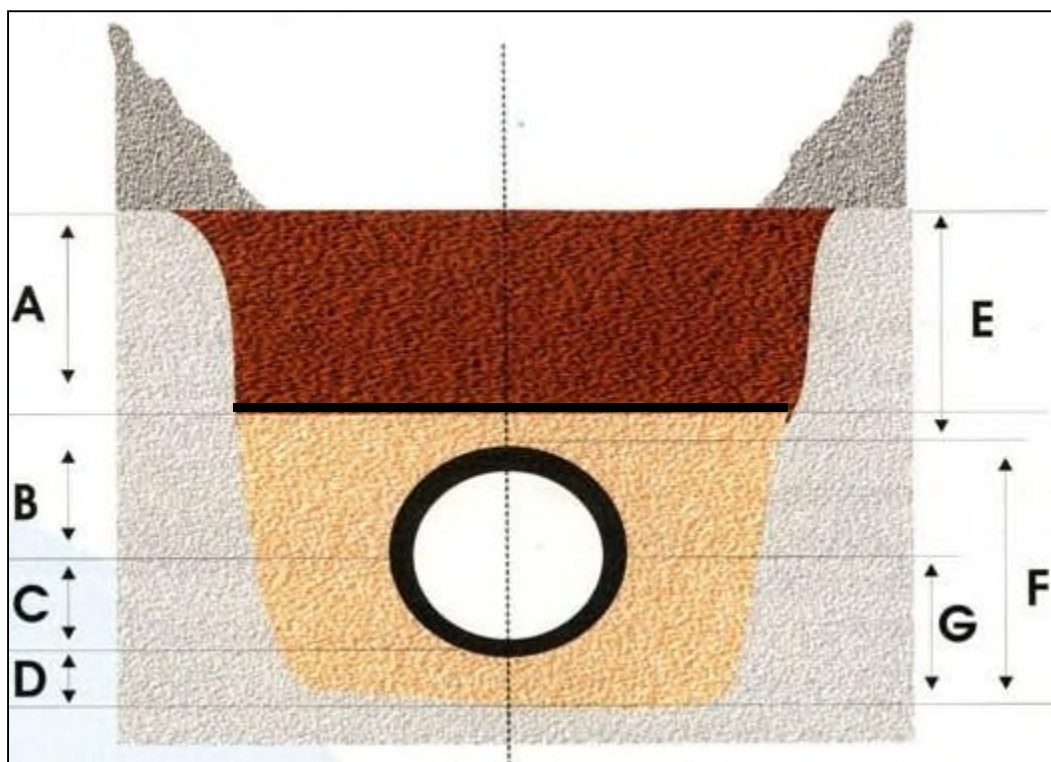


Figure (VI.1) : pose en tranchée d'une conduite

A : Remblais supérieur

B : Remblais de protection

C : Assise

D : lit de pose

E : Hauteur de couverture

F : Enrobage

G : Appui

H : Grillage avertisseur

VI.3. Stabilisation des conduites [3]

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue **Figure (VI.2)**, et **Figure (VI.3)** :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

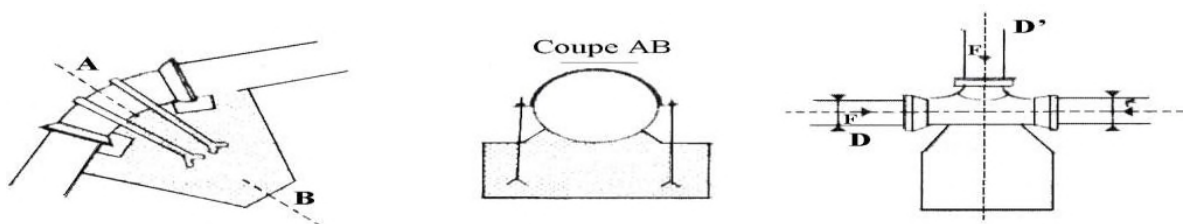


Figure (VI.2) : Butée sur coude horizontal

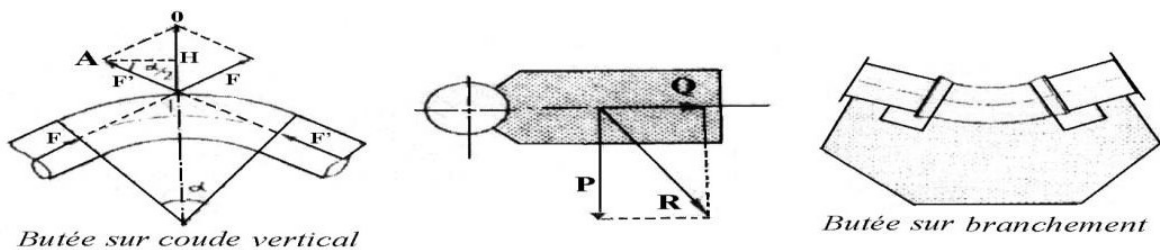


Figure (VI.3) : Butée sur coude vertical et butée sur branchement

VI.4. Franchissement des points spéciaux

VI.4.1. Traversées de routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la

préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures Figure (VI.4).

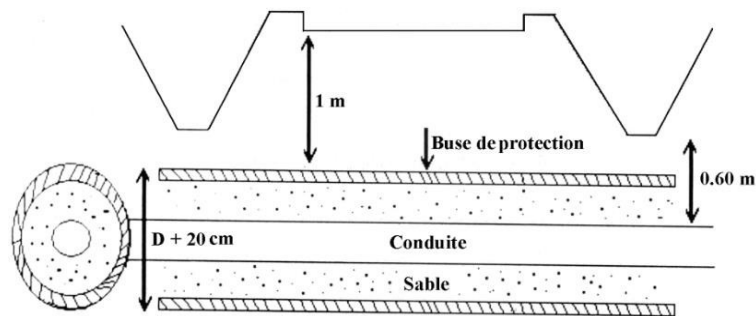


Figure (VI.4) : Protection spéciale pour la traversée de route

VI.4.2. Traversée d'oueds

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découvrement, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée en talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier [12].

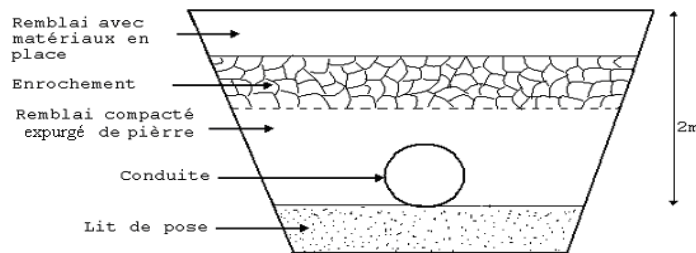


Figure (VI.5) : Traversée d'oued

VI.4.3. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépressions, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre d'un ou de deux par tuyau.

VI.4.4. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses

équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un assai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteint la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints. Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de la pression doit être inférieure à 0.2 bar.

VI.4.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

VI.5. Accessoires [3]

Les accessoires sont comme suit :

VI.5.1. Robinets vannes

On distingue différents types de robinets vannes

VI.5.1.1. Robinets-vanne à opercule

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm. **Figure (VI.6)**



Figure (VI.6): Robinets vanne à opercule

VI.5.1.2. Vannes papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus. **Figure (VI.7).**

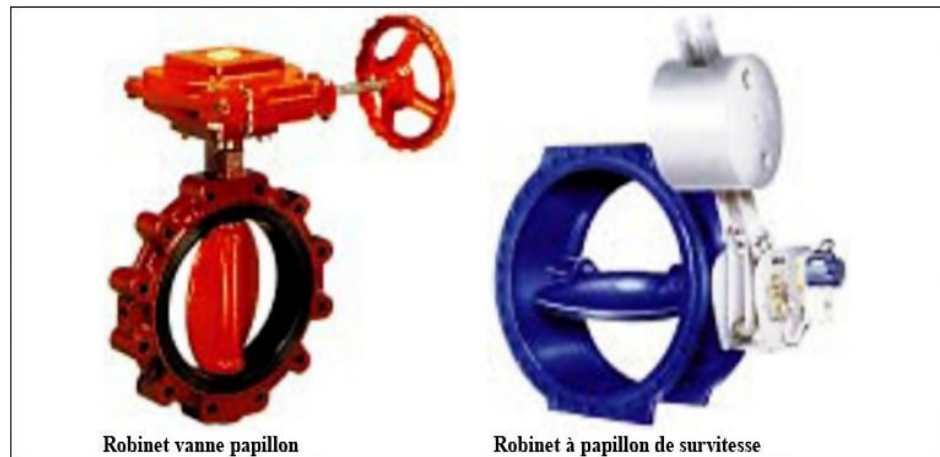


Figure (VI.7) : Robinet vanne à papillon

VI.5.1.3. Robinet à flotteur

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique. Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler (Figure (VI.8)) [61].

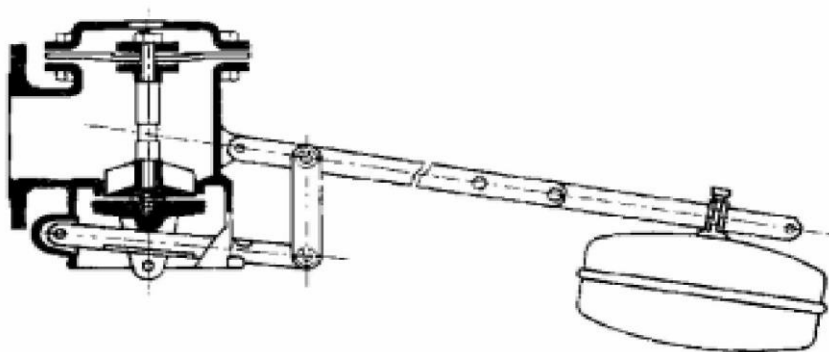


Figure (VI.8) : Robinet à flotteur

VI.5.1.4. Vanne de régulation (avale)

Fonctionne à action directe ou indirecte (hydraulique). Son but est de fournir une pression aval constante. La vanne à action directe est liée à un ressort ; plus la course est grande et plus il faut de force. La vanne à action hydraulique possède une commande qui se situe hors appareil.

VI.5.1.5. Vanne de régulation (amont)

Elle maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et le débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En freinant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la

pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

VI.5.1.6. Vanne de régulation de débit

Elle limite et stabilise le débit à une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval **Figure (VI.9)**

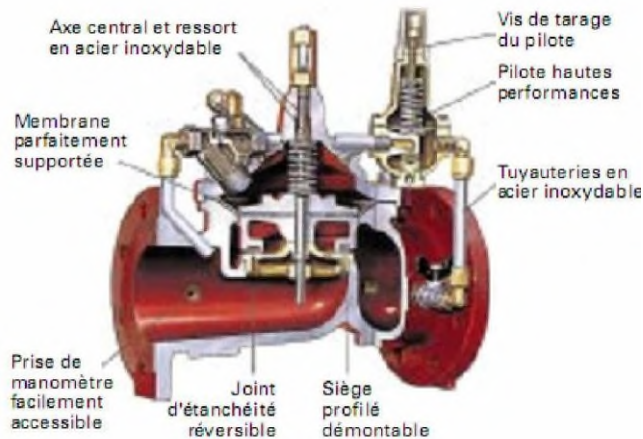


Figure (VI.9) : Appareil de régulation modulaire

VI.5.2. Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses **Figure (VI.10) [3]**.

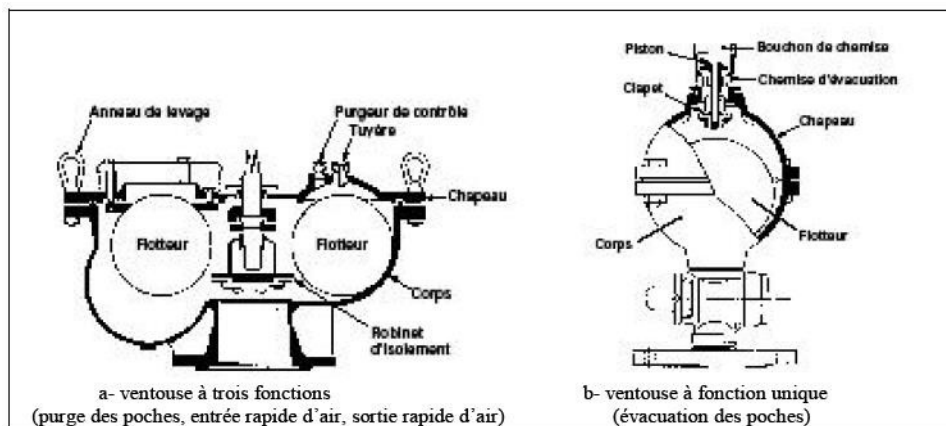


Figure (VI.10) : Ventouses

VI.5.3. Le robinet de vidange

On prévoit aussi des vidanges au niveau de la conduite d'adduction afin de vider les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, il est placé avant le robinet vanne de sectionnement.

VI.5.4. By-pass

On trouve au niveau de la conduite d'adduction un by-pass qui relie deux tronçons en série, il sert à remplir la conduite d'adduction avec un débit de (1/10) au moment du remplissage de la conduite pour la première fois. On trouve aussi des By-pass qui relisent la conduite d'adduction existence et la conduite projeté, et la distance entre deux By-pass est de 500 m.

Le By-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lent ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

VI.5.5. Les poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés, les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100mm de diamètres et de débit de 17 l/s dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m **Figure (VI.11)**.

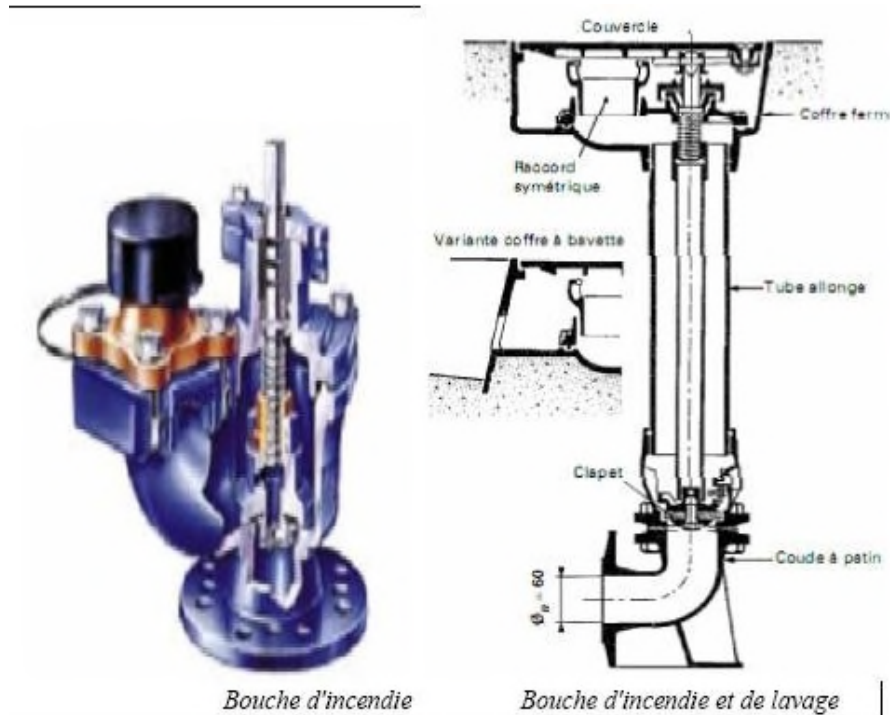


Figure (VI.11) : Bouches d'incendies

VI.5.6. Les pièces spéciales

On appelle pièces spéciales les pièces de raccordement qui permettent de réaliser toutes les dispositions. Elles sont fabriquées en fonte moulée dans des moules en sable. Elles comportent des emboitements ou des brides permettant de réaliser divers montages. Les pièces spéciales comprennent les coudes, tés, cônes, manchons droits, bouts d'extrémité, plaques pleines, etc.

VI.5.6.1. Coude

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés

. VI.5.6.2. Cône

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes, on distingue : - Les cônes à deux emboitements ; - Les cônes à deux brides ; - Les cônes à emboitement et bride.

VI.5.6.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer les débits d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboitements soit à deux emboitements et brides.

VI.5.6.4. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements, à emboitement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboitement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VI-6. Le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont du soit à un arrêt brutale, par disjonction inopinée ou bien, une fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction. Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées de point de vue protection contre le coup de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues. Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut attendre, nous le verrons, des valeurs très élevées pouvant être égale a plusieurs fois la pression de service sur les réseaux a base pression. Il donc de toute première importance d'étudier les moyens de propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieur donnée [13].

VI-6-1. Analyse physique du phénomène

On considère la conduite AB de longueur L représentée sur la **Figure.(VI.12)**, avec en A l'embouchure d'un réservoir, et en B une vanne. En régime permanent, la vanne est ouverte et l'écoulement possède une vitesse U_0 et une pression p_0 (ou h_0 exprimée en mètre de colonne d'eau). Nous poserons $\tau = L/a$, le temps mis par l'onde pour traverser entièrement la conduite.

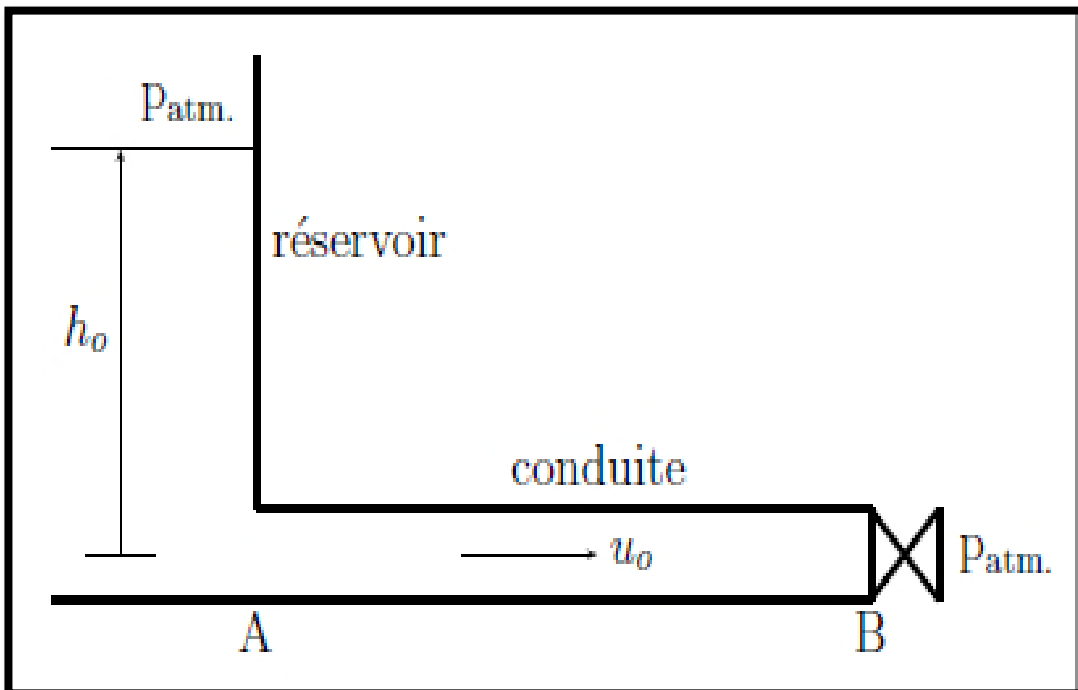


Figure (VI.12) : Schéma pour la description de coup de bélier

A $t = 0$, on ferme brusquement la vanne sur laquelle s'écrase la première tranche. La diminution de cette première tranche provoque une augmentation de la pression, et ainsi une dilatation de l'élément de conduite en contact avec celle-ci. Une fois la déformation élastique de la première tranche terminée, la deuxième tranche est arrêtée à son tour. Son énergie de vitesse est à son tour absorbée par le travail de compression de l'eau et de dilatation des parois.

A $t = \tau$, l'onde arrive en A et arrête sa progression et tout le liquide contenu dans la conduite est arrêté **Figure (VI.13.b)**. Il n'y a pas d'équilibre car le fluide est en surpression comparativement au réservoir. Il y a alors naissance d'une onde progressive.

A $t = 2\tau$, l'onde de dépression arrive sur la vanne **Figure(VI.13.d)**

La pression du fluide est en équilibre avec celle du bassin, la conduite n'est pas dilatée. Cependant l'eau a un mouvement vers le bassin avec une vanne fermée. Il y a alors création d'une onde f sur la vanne.

A $t = 3\tau$, l'onde régressive atteint le réservoir **Figure(VI.13. f)**

Toute la conduite est en dépression, et l'écoulement s'arrête. Une dépression régnant dans la conduite, l'eau du bassin rentre dans la conduite. Il y a naissance d'une onde progressive au niveau du bassin.

A $t = 4\tau$, le cycle est fini, l'onde progressive atteint la vanne. Un nouveau cycle prend place.

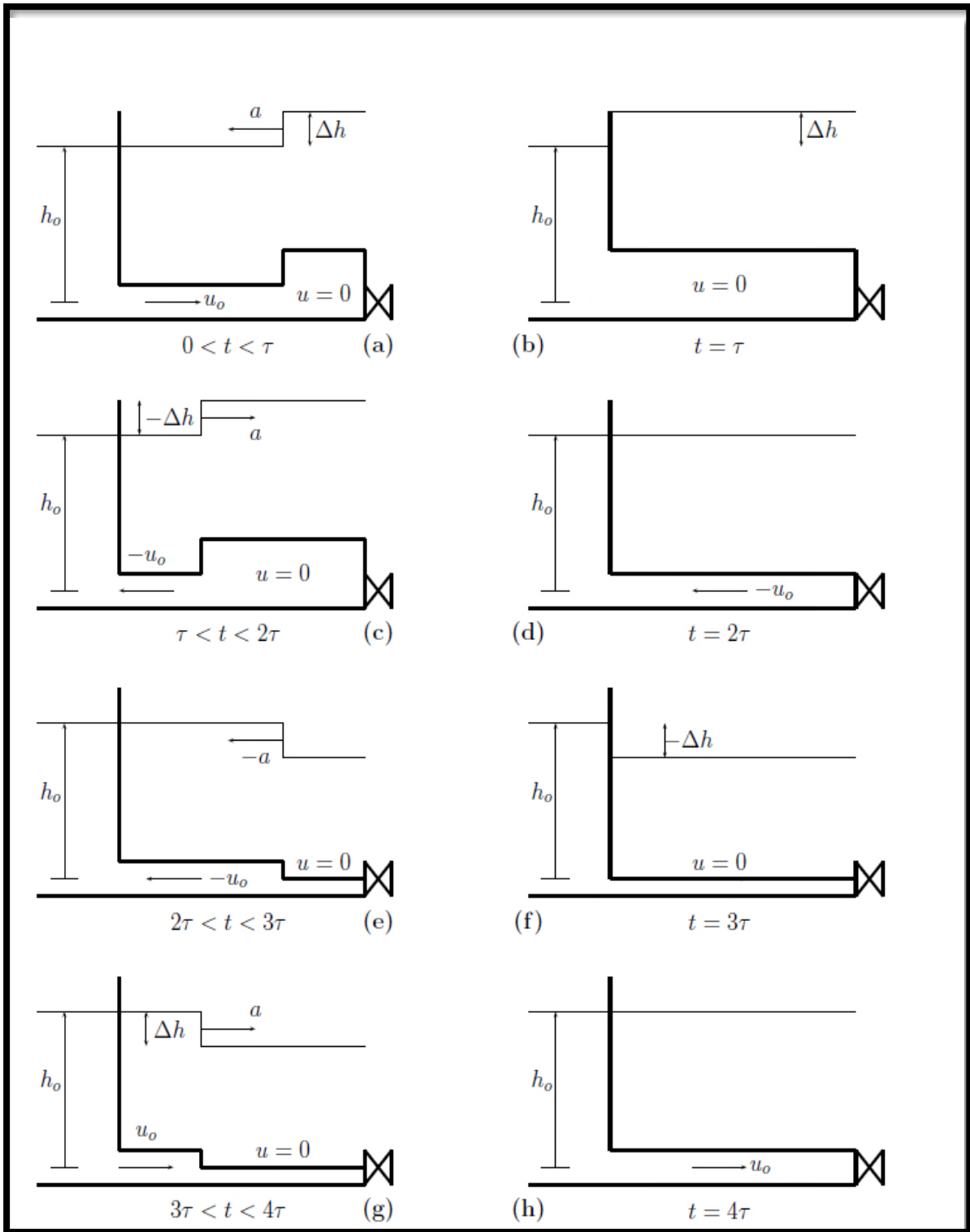


Figure (VI.13) : Coup de bélier lors d’une fermeture instantanée de la vanne située à l’extremite de la conduite

VI.6.2. Moyen de protection contre le coup de bélier

Au moment de la conception, l’ingénieur peut choisir des solutions techniques, qui atténuent le coup de bélier. Le diamètre de la conduite : le choix d’un diamètre plus leve réduit les pertes de charges mais aussi le coup de bélier puisque la vitesse de l’écoulement

est plus faible (à rappeler que la surpression est proportionnelle à la vitesse) ; le matériau de la conduite : la valeur de la surpression dépend de la célérité de l'onde dans la conduite.

Cette dernière est relative à la rigidité de la conduite via la valeur de module de Young. Ceci reste vrai pour les fermetures rapides de la vanne. En effet, le coup de bélier en masse ne fait pas intervenir le matériau de la conduite [13].

VI.6.2.1 Les volants d'inertie

Les volants d'inertie permettent de prolonger l'alimentation en débit d'une conduite malgré la disjonction d'une pompe par l'augmentation des moments d'inertie des masses tournantes. Ceci sont calé sur l'arbre du groupe et restituent après l'énergie accumulée pendant la marche normale, augmente ainsi le temps d'arrêt de l'ensemble. L'intensité du coup de bélier se trouve donc diminué [903].

VI.6.2.2. La cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre **Figure (VI.14)** transforme le coup de bélier. Consécutif à l'augmentation subite de la pression de l'eau provoquée par la fermeture rapide des vannes. L'eau monte dans la cheminée et les pressions se trouvent ainsi en équilibre.

La section doit être assez importante pour ne pas entraîner de vidange totale en présence d'une forte dépression et d'une hauteur suffisante pour éviter tout débordement au passage d'une surpression. La jonction d'une cheminée avec la conduite principale doit être judicieuse afin d'éviter de grandes pertes de charge [3].

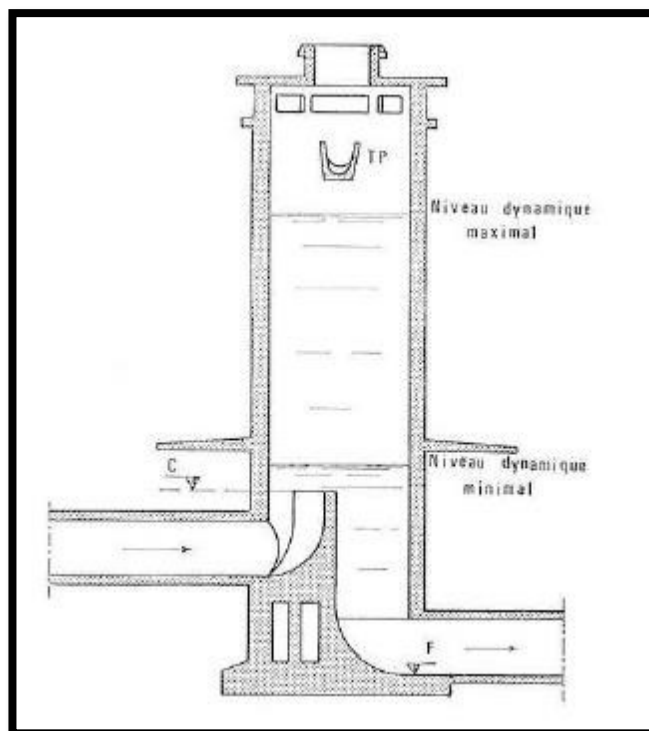


Figure (VI.14) : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre

VI.6.2.3. La soupape de décharge

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimé à environ 1.04 à 1.1 de la pression admissible, l'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération Soit efficace, les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement [3].

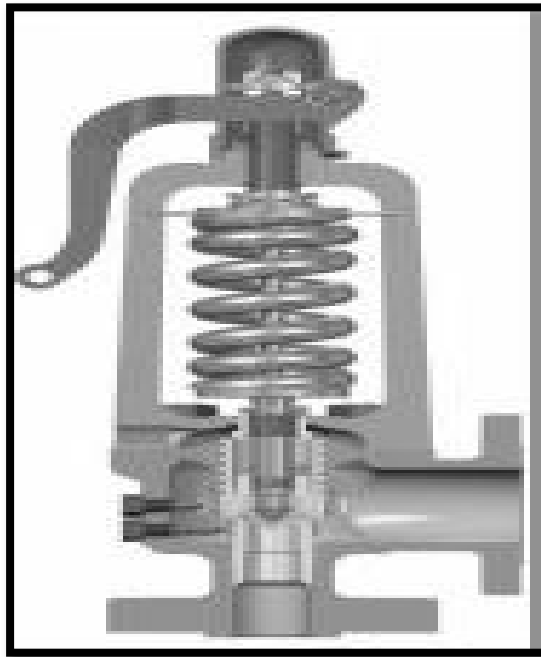


Figure (VI.15) : Soupape de sûreté, anti-bélier

VI.6.2.4. Réservoir d'air

Le principe des réservoirs d'air est identique à celui des cheminées d'équilibre vues plus haut. Ce dispositif est néanmoins placé dans une région proche du système de pompage ce qui n'est pas le cas des cheminées. Dans ce cas, l'alimentation continue de la conduite après la disjonction peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau sous pression accumulée dans une capacité raccordée au refoulement. Cette dernière contient à la fois de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de l'air équilibre la pression au point de branchement **Figure(VI.16)**.

A la disjonction du groupe moteur, le déficit en eau est comblé par l'eau du réservoir. Après diminution et annulation de la vitesse de l'eau chassée, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau est créée par passage dans une singularité placée à la base de réservoir, sans quoi on observerait des oscillations très peu amorties du niveau de la surface libre. Pour des raisons pratiques, on montre qu'il est préférable d'avoir plus de pertes de

charge au retour de l'eau que lors de son aller. La singularité peut être un diaphragme, une tuyère, ou un clapet à battant percé [13].

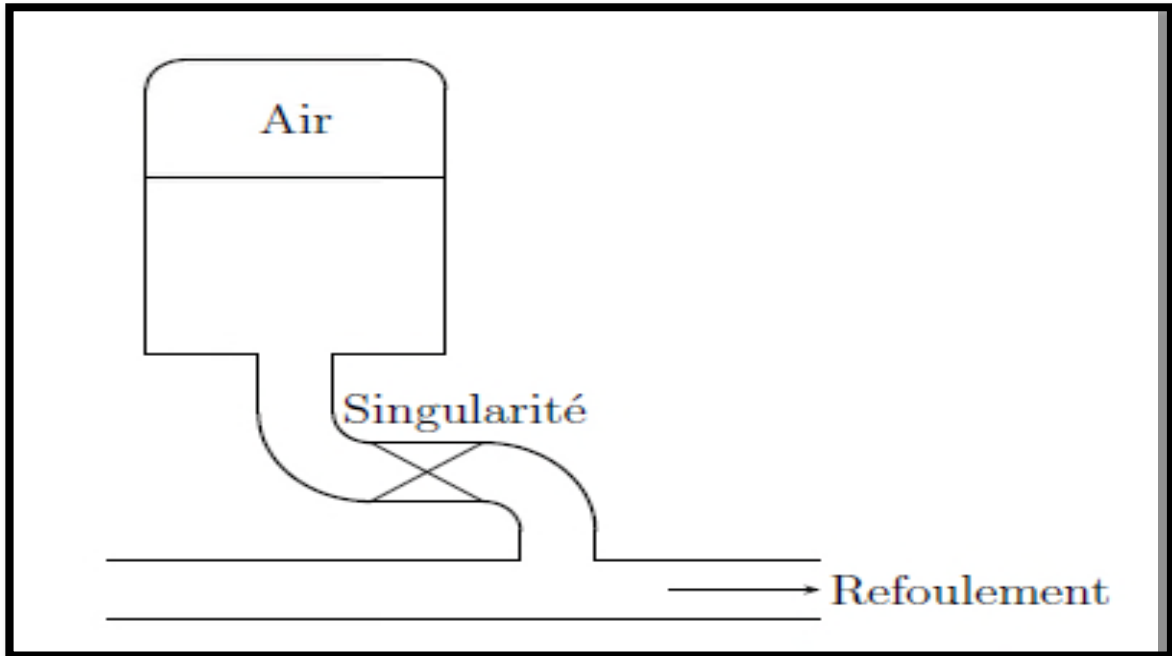


Figure (VI.16) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

VI.6.3. Valeur numérique de coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI : [3]

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K' \times D/e}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

K' : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.

e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

$K' = 83$ pour le PEHD.

On peut distinguer deux cas pour la valeur maximale du coup de bélier :

VI.6.3.1. Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T , tel que :

$$T < \frac{2 \times L}{a}$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$\mathbf{B} = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

B : La valeur du coup de bélier (m)

a : Célérité de l'onde (m/s)

V₀ : Vitesse de l'écoulement (m/s)

g : Accélération de l'onde (m/s²)

- Valeur maximale de la surpression :

$$\mathbf{H}_s = \mathbf{H}_0 + \mathbf{B} \quad (\text{VI.3})$$

- Valeur maximale de la dépression :

$$\mathbf{H}_d = \mathbf{H}_0 - \mathbf{B} \quad (\text{VI.4})$$

Où :

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

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

Avec :

H_g : Hauteur géométrique

10 : Pression absolue de la conduite

H₀ : Pression absolue de la conduite.

VI.6.3.2. Fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps T, tel que :

$$\mathbf{T} > \frac{2 \times L}{a}$$

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

$$\mathbf{B} = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VI.6})$$

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans la conduite de refoulement et vérifier que les valeurs de la surpression ne dépassent pas la valeur de la pression nominale de service et que les valeurs de la dépression ne sont pas négatives

VI-6-4. Calcul des valeurs du coup de bélier

Trançon	Dint (m)	e (m)	V (m/s)	L (m)	H _g (m)	Célérité a (m/s)	Valeur du coup de bélier b(m)	Surpression (m)	Dépression (m)	PN (m)
F-SR1	0.1538	0.0062	0.85	1035	145	212.66	18.42	173.42	136.58	160
SR1-SR2	0.1538	0.0062	0.85	1334	129	212.66	18.42	157.42	120.58	160
SR2-R	0.1538	0.0062	0.83	1112	131	212.66	17.99	158.99	113.01	160

Tableau (VI.2) : Valeur de surpression et dépression des trois tronçons

Remarque :

D'après les résultats du tableau on constate que les valeurs de dépression sont positives donc il n'y a pas de dépression dans les trois tronçons quant à la surpression des deux dernier tronçons (SR1-SR2) et (SR2-R) ne dépasse pas la résistance de la conduite (**157.42 < 160**) et (**158.99 < 160**) la valeur de surpression est en (m).

Quant au premier tronçon (F-SR1) nous constatons que la valeur de la surpression est au-dessus du seuil admissible (**173.42 > 160**). On propose pour la protection de ce tronçon l'emplacement d'une soupape de décharge juste à la sortie du forage. Cette soupape sera réglée à 1.1 de la pression de service.

VI.7. Conclusion

Dans ce chapitre, en premier lieu on a vu les différentes techniques et normes de pose des conduites.

En seconde lieu nous sommes passés à l'analyse du phénomène du coup de bélier.

Nous avons constaté que dans les deux derniers tronçons ce phénomène n'apparaît pas, par contre dans le premier tronçon (F-SR1) la surpression dépasse celle admissible PN16, et pour protéger cette conduite contre le coup de bélier on a proposé de mettre en place une soupape de décharge.

Conclusion

Générale

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné la majeure partie des différentes phases de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, qui repose sur une estimation bien détaillée des besoins en eau de la région d'étude et ceci afin de bien dimensionner tous les ouvrages et satisfaire l'apport en eau de cette dernière.

Après l'estimation des différents besoins en eau à l'horizon 2043 auquel la population de toute la zone d'étude atteindra les **6350** Habitants, nous avons constaté que ceux-ci atteindront **1023.32(m³/j)**.

En ce qui concerne les ouvrages de stockage on a prévu un réservoir de **150 m³** a coté de la station de reprise 2 qui alimentera la première zone d'étude, en second lieu nous avons projeté un réservoir final de stockage situé sur le haut lieu de la commune d'une capacité de **600 m³** qui alimentera le reste des zones.

Pour le dimensionnement de la conduite, nous avons opté pour les diamètres les plus économiques répondant à une vitesse d'écoulement acceptable. Ensuite nous avons décidé de mettre des conduites en **PEHD** pour les avantages qu'il présente comparé a d'autres conduites de matériaux différents.

Le choix des pompes adéquates convenant pour le forage et le refoulement à partir des deux stations de reprise a été fait grâce à un simulateur de pompe (Pump Simulator Caprari), à titre purement indicatif en assurant qu'il n'y a eu aucune pompe présentant des risques de cavitation.

Une vérification d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que dans les deux derniers tronçons ce phénomène n'apparait pas. Pour le premier tronçon, la surpression de l'eau (**17,3 bar**) dépasse légèrement celle de la conduite (**16 bar**) mais les conduites en **PEHD PN16** disposent d'une marge de sécurité de (**2 bar**) ce qui va protéger la conduite de ce phénomène.

En dernier lieu, ce projet nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre parcours universitaire spécialement dans le domaine de l'hydraulique.

Espérant que ce modeste travail servira comme référence pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

- [1] : Service Technique de la commune de Boukhelifa
- [2] : Subdivision hydraulique de la Daïra de Tichy
- [3] DUPONT, A. : « Hydraulique urbaine ». Tome II, Edition Eyrolles, 1979.
- [4] DUPONT, A : « Hydraulique urbaine ». Tome II : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux ». Edition EYROLLES, 484 pages, 1979.
- [5] J. BOVIN. HYDRAULIQUE URBAINE I. Ediction Laussane 2005
- [6] Catalogue CAPRARI de choix des pompes.
- [7] CARLIER, M., Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980.
- [8] HUGUES.G adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [9] BONNIN, J. :« hydraulique urbaine appliqué aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles ,1977.
- [10] BENDHMANE, B. et OUBELAGHA, N : « Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguement EL Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou) ». Mémoire de fin d'étude, université de Bejaia, 2007
- [11] LABORDE, J.P. : "Eléments d'Hydraulique générale". Edition 2000
- [12] HAMDAROU, H et MERZOUGUI K. Raccordement en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert Akbou-Béjaia à partir du barrage Tichi-haf. Mémoire de fin d'Etude, Université de Béjaia, 2010.
- [13] MARCHESSE, Y. : « Mécanique des fluides ». Ecole catholique d'art et métier, département de génie énergétique et mécanique, Lyon, France.
- [14] Cours Hydraulique 3 troisième année licence, Mr Berreksi A. université de Bejaia.

Annexe

Annexe 1

Annexe

Régime de la consommation des agglomérations												
Heures de jour	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 – 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 – 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 – 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 – 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 – 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 – 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 – 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 – 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 – 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 – 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 – 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 – 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 – 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
TOTAL	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Tableau (Annexe 1 .1) : les valeurs de régime de consommation des agglomérations

Annexe 2

Annexe

Gamme tubes PEHD de Pression nominale 16 Bar				
CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEU R (mm)	PRESSIO N	CONDITIONNEMEN T
640.08.020.09	20	2.0	16Bars	Rx 100MI
640.08.025.09	25	2.3	16Bars	Rx 100MI
640.08.032.09	32	3.0	16Bars	Rx 100MI
640.08.040.09	40	3.7	16Bars	Rx 100MI
640.08.050.09	50	4.6	16Bars	Rx 100MI
640.08.063.09	63	5.8	16Bars	Rx 100MI
640.08.075.09	75	6.8	16Bars	Rx 100MI
640.08.090.09	90	8.2	16Bars	Rx 100MI
640.08.110.09	110	10.0	16Bars	Rx 100MI
640.08.125.09	125	11.4	16Bars	Tb 6 / 12MI
640.08.160.09	160	14.6	16Bars	Tb 6 / 12MI
640.08.200.09	200	18.2	16Bars	Tb 6 / 12MI
640.08.250.09	250	22.7	16Bars	Tb 6 / 12MI
640.08.315.09	315	28.6	16Bars	Tb 6 / 12MI
640.08.400.09	400	36.3	16Bars	Tb 6 / 12MI
640.08.500.09	500	45.4	16Bars	Tb 6 / 12MI
640.08.630.09	630	57.2	16Bars	Tb 6 / 12MI

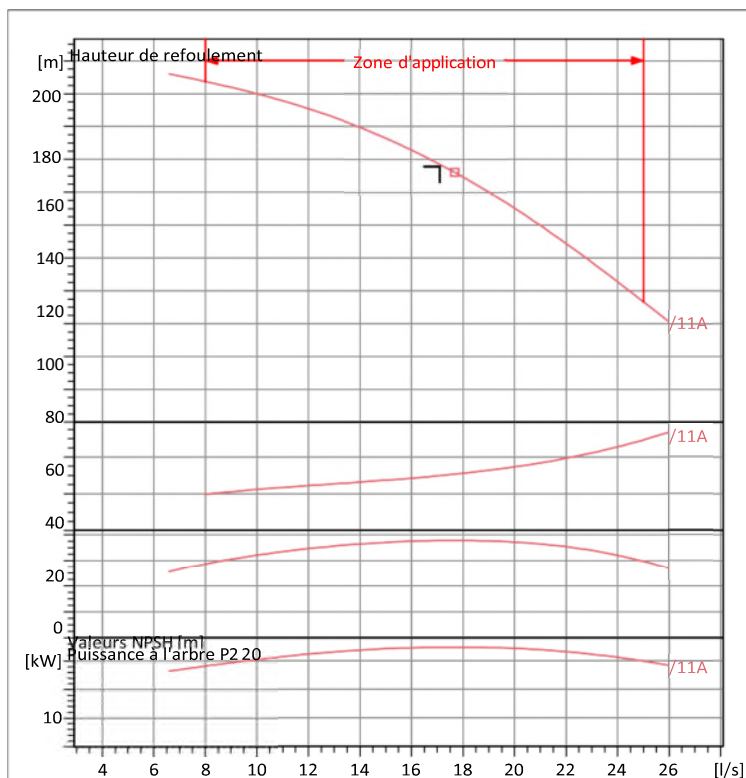
Tableau (2) : les diamètres des conduites PN16

Annexe 03

Annexe



E8S50/11A + MC850	
Caractéristiques requises	
Débit	17,1 l/s
Hauteur de refoulement	156 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	17,1 l/s
Hauteur de refoulement	156 m
Puissance absorbée	34,8 kW
Rendement	75,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	240 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	74 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	Sur dem. kg



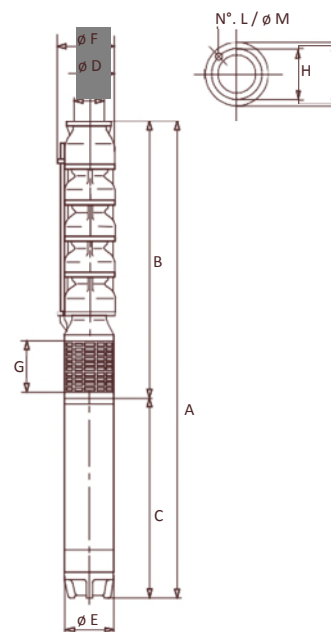
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 3022
- B = 1875
- C = 1147
- D = 188
- DN = 100
- r = 100



Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

Annexe (V.1) : Caractéristique de la pompe forage

Annexe



E8S50/11A + MC850

Caractéristiques requises

Débit	17,1 l/s
Hauteur de refoulement	156 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	17,1 l/s
Hauteur de refoulement	156 m
Puissance absorbée	34,8 kW
Rendement	75,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	240 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	74 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

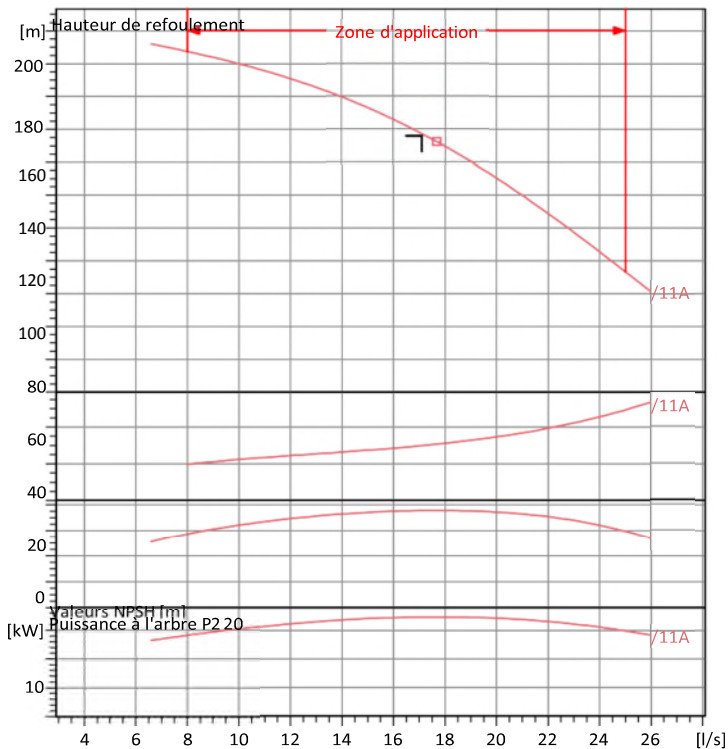
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	Sur dem. kg
-------	-------------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



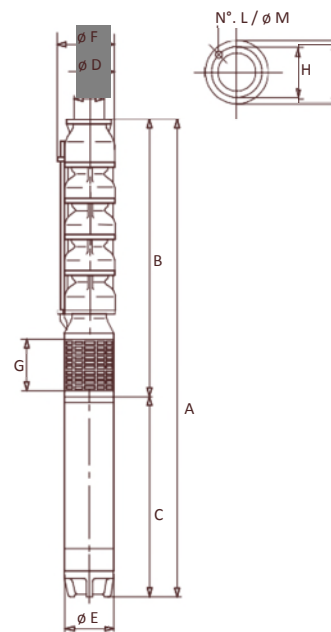
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions

- A = 3022
- B = 1875
- C = 1147
- D = 188
- DN = 100
- E = 100



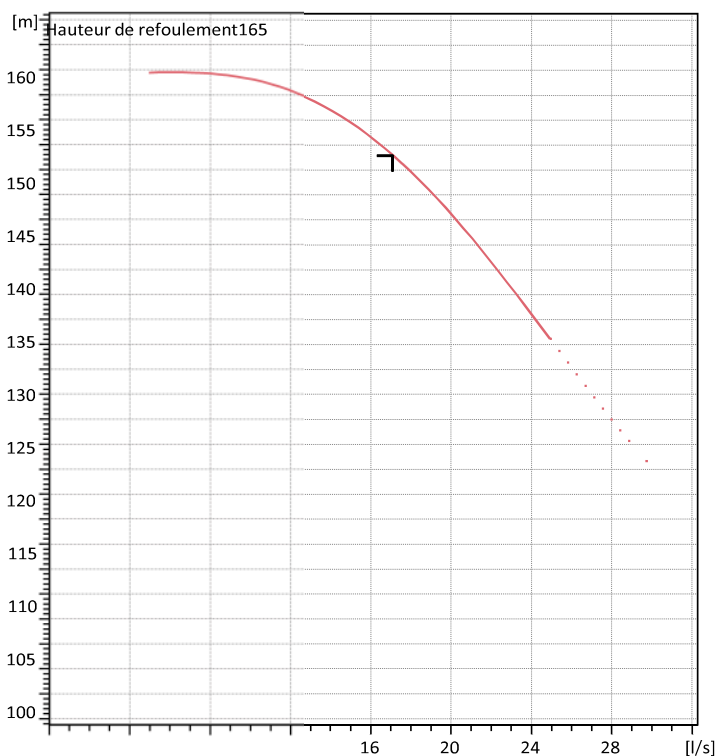
Annexe3 (V.2) : Caractéristique de la pompe de la station de reprise1

Annexe



PM 100/ 8 A	
Caractéristiques requises	
Débit	17,1 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	17,1 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Puissance absorbée	31,6 kW
Rendement	75,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	161 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	675 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

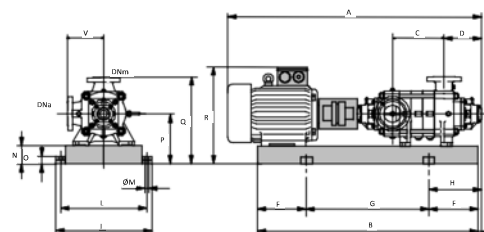


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

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

Dimensions mm

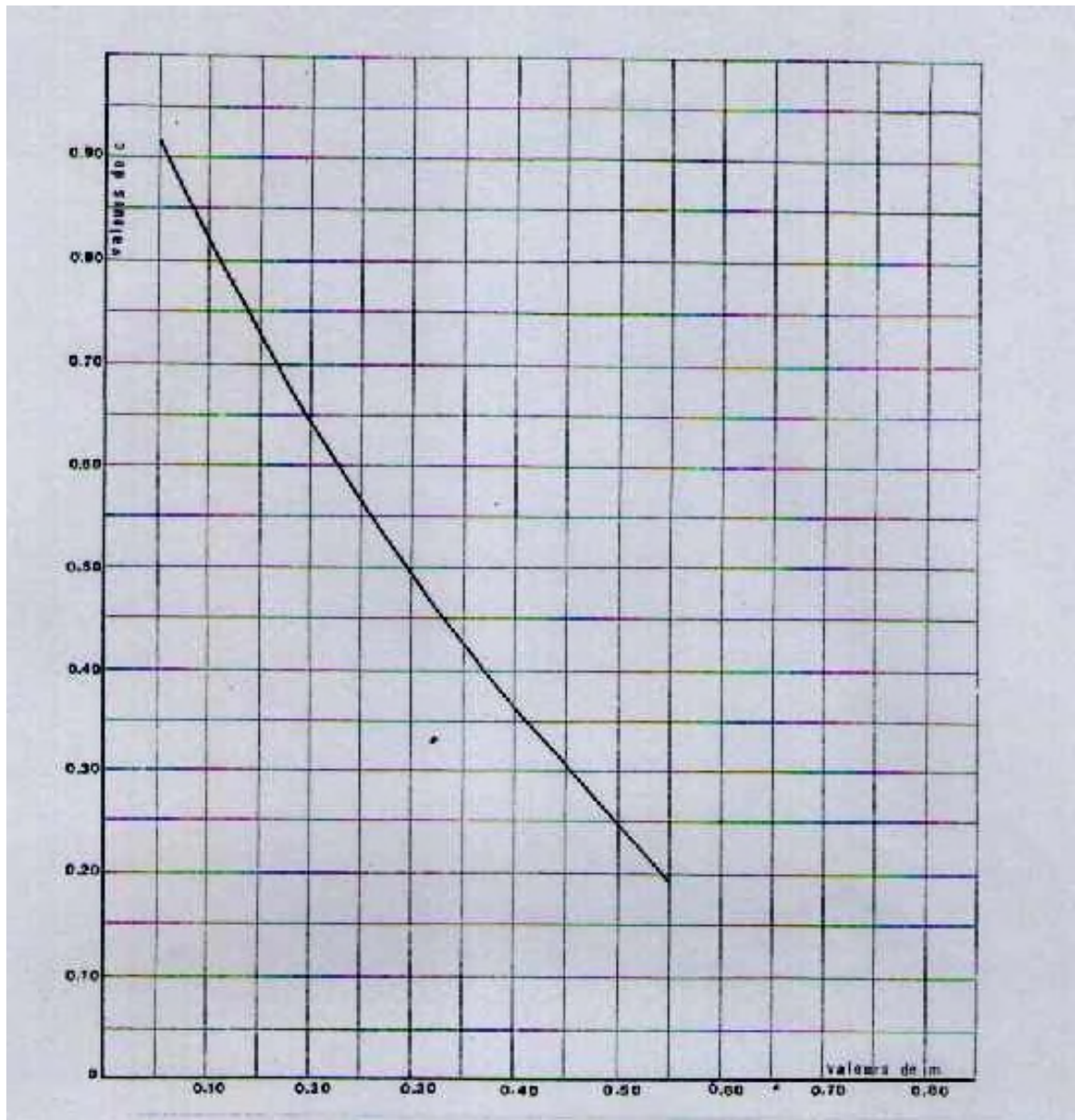
- A = 2047
- B = 1732
- C = 620
- D = 293
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 210
- F = 300
- G = 1132



Annexe3 (V.2) : Caractéristique de la pompe de la station de reprise2

Annexe 04

Annexe



Les coefficients de perte de charge c et c' dans une tuyère

Résumé

Nous avons discuté à travers notre mémoire de fin de cycle (Master II), du projet d'alimentation en eau potable des douze villages appartenant à la commune de Boukhelifa (W. Bejaïa), qui seront alimentés via un forage à l'extrémité basse de ces villages.

Au début de nos travaux, nous avons procédé à une présentation détaillée de la zone d'étude. Ensuite, nous avons calculé et estimé les besoins en eau.

Afin de répondre à ces besoins, nous avons conçu deux réservoirs qui vont alimenter ces douze villages. Nous avons aussi procédé à la détermination des diamètres économiques des conduites afin d'amortir le prix du projet. Une fois que ces derniers seront déterminés, on a procédé au choix du type de pompe répondant aux exigences du projet, et à une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier.

Mot clé : Alimentation en eau potable, adduction, Station de pompage, Protection conduite, Coup de bélier.

Abstract

We discussed through our end of cycle thesis (Master II), the drinking water supply project for the multiple villages belonging to the commune of Boukhelifa (W. Bejaïa), which will be supplied via a borehole at the lower end. Of these villages.

At the start of our work, we accessed a detailed presentation of the study area.

Next, we calculated and estimated the water requirements.

In order to meet these needs, we have designed two reservoirs which will supply these multiple villages. We also proceeded to determine the economic diameters of the pipes in order to amortize the cost of the project. Once these have been supplied, the type of pump that meets the requirements of the project has been selected, and the risk of water hammer occurring is checked.

Key word: Potable water supply, adduction, Pumping station, Pipe protection, Water hammer.

ملخص

ناقشنا من خلال أطروحة نهاية الدورة (الماستر الثاني)، مشروع تزويد مياه الشرب للقرى المتعددة التابعة لبلدية بوخليفة (و. بجاية)، والتي سيتم توفيرها عبر بئر في الطرف السفلي من هذه القرى. في بداية عملنا، وصلنا إلى عرض تقديمي مفصل لمنطقة الدراسة. بعد ذلك، قمنا بحساب وتقدير الاحتياجات المائية. من أجل تلبية هذه الاحتياجات، قمنا بتصميم خزانين لتزويد هذه القرى المتعددة. كما شرعنا في تحديد الأقطار الاقتصادية للأنابيب من أجل تقليص تكلفة المشروع. بمجرد أن يتم توفيرها، تم اختيار نوع المضخة التي تلي متطلبات المشروع، وتم التحقق من مخاطر حدوث المطرقة المائية.

الكلمة الأساسية: إمدادات مياه الشرب، التقريب، محطة الضخ، حماية الأنابيب، المطرقة المائية.