

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de
Technologie
Département
d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr. NAITIDIR Jugurtha

Mr. HAMADI Merzouk

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE VILLAGE TADERT COMMUNE AZAZGA W.TIZI OUZOU

Soutenu le **10 /10 /2021** Devant le jury composé de :

- Président : Mr Chenafi.A
- Promoteur (s) :Mme Bounab.N
- Examineur (s) : Mr Saou .

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Avant tout nous remercions DIEU qui nous a donné la force
le courage et la détermination pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la
Réalisation de ce travail en particulier :

Notre promoteur M^{me} « BOUNAB.N » pour son suivi et ses
Orientations précieuses.

Nous tenons à remercier profondément les membres de
jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Tous les professeurs qui ont donné de leur savoir.

Nous tenons aussi à remercier tous nos amis qui ont
Contribué l'élaboration de ce modeste travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé
de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

N. Jugurtha & H. Merzouk

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à tous, ceux qui m'ont aidée de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

- ❖ A ma grande famille : Mon père ma mère, Mes frères et mes sœurs*

- ❖ A tous mes amies de la Promotion.*

- ❖ A mon binôme Merzouk et sa famille Aussi*

Jugurtha

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à tous, ceux qui m'ont aidée de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

- ❖ A ma grande famille : Mon père ma mère, Mes frères et mes sœurs*
- ❖ A ma future femme*
- ❖ A tous mes amies de la Promotion.*
- ❖ A mon binôme Jugurtha et sa famille Aussi*

Merzouk

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE	
I.1. Introduction	2
I.2. Situation géographique	2
I.3. Situation climatique	3
I.4. Géologie	3
I.5. Equipements et infrastructures	4
I.6. 5Population	5
I.7. Situation hydraulique actuelle	5
I.8. Conclusion.....	5
CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS	
II.1. Introduction.....	6
II.2. Démographie et évolutions des besoins en eau	6
II.3. Démographie	6
II.3.1. Population.....	6
II.3.2. Période envisagé par l'étude	6
II.3.3. Estimation de la population future	6
II.4. Evaluation des besoins en eau	7
II.4.1. Besoins en eau potable.....	7
II.4.2. Besoins en eau par catégorie.....	7
II.5. Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	8
II.5.1. La consommation moyenne journalière domestique.....	8
II.5.1.1. Besoins domestiques.....	8
II.5.1.2. Besoins public.....	8
II.5.2. La consommation moyenne journalière des différents équipements.....	9
II.5.2.1. Besoins scolaire.....	9
II.5.2.2. Besoins sanitaires.....	9
II.5.2.3. Besoins socioculturels	10
II.5.3. Récapitulation de la consommation journalière totale.....	10
II.6. Etude des variations de la consommation.....	11
II.6.1. Etude de la variation journalière.....	11
II.6.1.1. La consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$).....	11

II.6.1.2. La Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$).....	11
II.6.1.3. Variation de la consommation horaire.....	12
II.6.1.4. Calcule débit moyen horaire.....	13
II.6.1.5. Calcule débit de pointe.....	13
II.7. Conclusion.....	13

CHAPITRE III : LES RESERVOIRS

III.1. Introduction.....	14
III.2. Rôle du réservoir.....	14
III.3. Equipement du réservoir.....	14
III.3.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	15
III.3.2. Conduite de départ ou de distribution.....	16
III.3.3. Conduite de trop-plein.....	16
III.3.4. Conduite de décharge ou de vidange.....	16
III.3.5. Conduite by-pass.....	16
III.4. Vérification de la capacité des réservoirs à l'horizon futur	17
III.4.1. Méthode analytique.....	17
III.4.1.1. Détermination de la valeur de P.....	17
III.4.2. Méthode graphique.....	17
III.5. Détermination de la capacité des réservoirs.....	18
III.5.1. Dimensionnement de la station de la reprise.....	18
III.5.2. Dimensionnement du réservoir principal (R_p)	19
III.6. Dimensionnement du réservoir :	20
III.6.1. Détermination du diamètre du réservoir	20
III.6.2. Détermination de la hauteur d'incendie	20
III.7. Conclusion.....	20

CHAPITRE IV : ADDUCTION

IV.1. Introduction	21
IV.2. Choix du tracé.....	21
IV.3. Choix du type des conduites	21
IV.4. Description du schéma du tracé	22
IV.5. Les équipements du système d'adduction.....	22
IV.6. Etude technico-économique.....	22
IV.6.1. Calcul du diamètre économique.....	22
IV.6.2. Calcul de la vitesse	23
IV.6.3. Calcul des pertes de charge.....	23
IV.6.3.1 Les pertes de charges linéaires HL.....	23
IV.6.3.2 Les pertes de charges singulières HS.....	24
IV.6.3.3 Les pertes de charges totales H_T	24
IV.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT.....	25
IV.6.5. Puissance de pompe	25
IV.6.6. Energie consommée par la pompe	25
IV.6.7. Frais d'exploitation	25
IV.6.8. Détermination des frais d'amortissement	25
IV.6.9. Calcul du bilan.....	26
IV.7. Calculs hydrauliques	26
IV.7.1. Calcul de la conduite par refoulement.....	26
IV.8. Conclusion.....	26

CHAPITRE V : STATION DE POMPAGE

V.1. Introduction	29
V.2. Choix des pompes	29
V.3. Choix du nombre de pompes	29
V.4. Dispositions générales	29
V.5. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	30
V.5.1. Hauteur manométrique.....	30
V.5.2. La vitesse de rotation	30
V.5.3. Le débit	30
V.5.4. La puissance.....	30
V.5.5. Le rendement	31
V.6. Points de fonctionnement des pompes	31
V.7. Courbes caractéristiques	32
V.7.1. Courbe caractéristique des pompes	32
V.7.2. Courbe caractéristique de la conduite.....	32
V.8. Recherche du point de fonctionnement.....	33
V.9. Etude de la cavitation.....	34
V.10. Choix des pompes pour les stations de pompage et les stations reprise	35
V .10.1 Choix des pompes pour la station de reprise	35
V .10.1.1 Caractéristique de la conduite	35
V .10.1.2 Les caractéristiques de la pompe	36
V .10.1.3. Réalisation du point de fonctionnement	37
V .10.1.4.Vérification de la cavitation	38
V.11. Conclusion.....	38

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTIBUTION

VI.1. Introduction	39
VI.2. Classification des réseaux de distribution	39
VI.2.1. Le réseau maillé	39
VI.2.2. Le réseau ramifié	40
VI.2.3. Le réseau étagé	40
VI.2.4. Le réseau combiné.....	40
VI.3. Exigences relatives aux réseaux	40
VI.4. Conception du réseau de l'agglomération	41
VI.5. Choix du matériaux des conduites.....	41
VI.5.1. Tuyaux en PE	41
VI.5.1.1. Les avantages.....	41
VI.5.1.2. Les inconvénients	41
VI.5.2. Tuyaux en PVC	41
VI.6. Calcul hydraulique de réseau de distribution de village Tadert	42
VI.6.1. Déterminer les débits du réseau	42
VI.6.1.1. Débit de pointe	42
VI.6.1.2 Débit spécifique.....	42
VI.6.1.3 Calcule des débits en route.....	42
VI.6.1.4 Détermination des débit nodaux.....	43
VI.7. Dimensionnement du réseau.....	43
VI.7.1 Le calcul des débits en route et des débits aux nœuds de village Tadert.....	43
VI.7.2. Présentation du logiciel EPANET	46
VI.7.2.1. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET.....	46
VI.7.3. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET.....	46
VI.8. Conclusion	50

CHAPITRE VII: COUP DE BELIER

VII.1. Introduction.....	51
VII.2. Cause de phénomène.....	51
VII.3. Conséquence du phénomène	51
VII.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	52
VII.4.1. Volant d'inertie	52
VII.4.2. Soupape de décharge	53
VII.4.3. Les Venteuses.....	53
VII.4.4. Cheminée d'équilibre	54
VII.4.5. Les réservoirs d'air	55
VII.5. Calcul hydraulique	55
VII.5.1. Données de basse.....	55
VII.5.2. Calcul de la dépression et la suppression.....	56
Conclusion	57
Conclusion générale.....	58

Liste des symboles :

- A** : Amortissement annuel (Annuité) **a** : Célérité de l'onde (m/s).
B_L : Bilan en (DA).
b : Valeur du coup de bélier (m).
C' : Coefficient pertes de charge dans une tuyère en (m).
D : Diamètre en (m).
D_N : Diamètre normalisé en (m).
D_R : Diamètre du réservoir.
d' : Diamètre de la veine contractée en (m).
E : Energie consommée par la pompe (KWh)
e : Prix unitaire du KWh. en (DA).
g : Accélération de la pesanteur en m/s².
H : Hauteur(m).
H_a : Hauteur d'aspiration(m).
H_r : Hauteur de refoulement(m).
H_g : Hauteur géométrique en (m).
H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m).
H₀ : Pression absolue de la Conduite en (m).
J_L : perte de charge linéaire (m).
J_s : Perte de charge singulière (m).
J_t : Perte de charge total (m).
H_{inc} : Hauteur du volume d'incendie (m)
i : Taux d'annuité.
J : Pertes de charge par unité de longueur (m/ml).
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
K_c : Coefficient dépendent de la nature de la conduite.
K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération
K_{min.j} : Coefficient d'irrégularité minimal.
K_{max.h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
K_{min.h} : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite en (m).
m : Coefficient de rognage.
N : Nombre d'habitant.
N_t : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30 ans).

NPSH_a : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
NPSH_f : Charge nette minimale requise à l'aspiration.
P : Puissance de pompage en (KWh).
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
P_N : Population à l'horizon.
P₀ : Pression absolue.
P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
P_r : pourcentage rognage.
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).
P_v : Tension de vapeur de l'eau pompé.
P_{atm} : Pression atmosphérique.
Q : Débit refoulé dans la conduite en m³/s.
Q_{max.h} : Débit entrant dans la station (m³/h).
Q_{min.j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
Q_{moy} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s.
Q_{max.j} : Consommation maximale journalière en (m³/j).
q_s : débit spécifique (l/s. m).
Q_r : débit de route (l/s).
Re : Nombre de Reynolds.
R : Pourcentage de rognage.
R₀ : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
S : Section de la conduite (m²).
T : Température de l'eau.
T_p : Temps de pompage (h).
t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).
t_a : Taux d'accroissement de la population %
U₀ : Volume d'air initial.
U : Nouveau volume d'air.
U_{max} : Volume maximal dans le réservoir d'air
V : Vitesse d'écoulement en m/s.
V_f : Vitesse finale choisie.
V_{max} : Volume maximal de stockage en (m³).
V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donné.
V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m³).
V_{tot} : Volume total du réservoir en (m³).
V_{inc} : volume incendie (m³).

θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
ρ : Masse volumique de l'eau.
η : Rendement de la pompe en (%).
δ₀ : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
λ : Coefficient de pertes de charge.

Liste des figures

Figure I.1 : Localisation et délimitation de la zone d'étude	2
Figure I.2 : Carte climatique du Nord de l'Algérie.....	3
Figure I.3 : Extrait de carte géologique AZZEFOUNE-AZAZGA.....	4
Figure III.1 : Schéma général d'un réservoir d'eau	15
Figure III.2 : Adduction avec chute libre.....	15
Figure III.3 : Départ de la conduite de distribution.....	15
Figure V.1: Profil piézométrique du refoulement.	30
Figure V.2: Point de fonctionnement des pompes.....	31
Figure V.3: Courbes caractéristiques d'une pompe.....	32
Figure V.4 : Courbes caractéristiques de la pompe.....	36
Figure VI.1 : Réseau maillé.....	39
Figure VI.2 : Réseau ramifié.....	40
Figure VI.3: Schéma d'ossature du réseau de distribution de village Tadert.....	43
Figure VI.4 : Sens d'écoulement et de débit au niveau des tronçons.....	49
Figure VI.5 : Sens d'écoulement et de pression au niveau des tronçons	49
Figure VI.6 : Sens d'écoulement et les vitesses du réseau.....	50
Figure VII.1 : Cas d'arrêt brusque d'une pompe.....	52
Figure VII.2 : soupape de décharge.....	53
Figure VII.3 : une ventouse.....	54
Figure VII.4 : cheminé d'équilibre.....	54
Figure VII.5 Réservoir d'air:	55

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Equipements de la zone d'étude.	4
--	---

Chapitre II

Tableau II.1 : Evolution futur de la population du centre.....	7
Tableau II.2 : Besoins domestiques.	8
Tableau II.3 : Evaluation des besoins scolaires.	9
Tableau II.4 : Evaluation des besoins sanitaires.	9
Tableau II.5 : Evaluation des besoins socioculturels.....	10
Tableau II.6 : Evaluation des besoins publics.....	10
Tableau II.7 Récapitulatif général des résultats:	10
Tableau II.8 : débit maximales et minimales journalières	11
Tableau II.9 : Valeur de β max en fonction du nombre d'habitants.....	12
Tableau II.10 : Détermination des valeurs des coefficients (K max h) en fonction du nombre d'habitant	12

Chapitre III

Tableau III.1 : dimensionnement du réservoir principal (R p).	19
--	----

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Calcul de la HMT	27
Tableau IV.2 : Frais d'exploitation.....	27
Tableau IV.3 : Frais d'amortissement.....	27
Tableau IV.4 : Bilan global des frais d'exploitation et d'amortissement.....	28

Chapitre V

Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	35
---	----

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Débits aux nœuds.....	44
Tableau VI.2 Détermination des diamètres du réseau:.....	46
Tableau VI.3 : Détermination des pressions	48

Chapitre VII

Tableau VII.1 : Valeurs des caractéristiques des conduites de refoulement.....	56
--	----

Liste des Annexes

Annexe I : abaque de MOODY

Annexe II : Abaque de PETER LAMONT

Annexe III : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 10

Annexe IV : Caractéristique de de la pompe

Annexe V : coefficient de variation maximale horaire de la consommation (K max h)

Introduction Générale

Introduction générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y ait de l'eau en quantité suffisante. Celle-ci est considérée comme élément de base pour le fonctionnement des machines et aussi pour transformer certaines matières premières en produits consommables. Dans la vie courante, l'homme ne peut pas vivre sans eau.

Le problème du manque d'eau potable se pose avec beaucoup d'inquiétude pour les régions exposées climatiquement à des sécheresses fréquentes et longues. Ce problème s'aggrave s'il s'associe à une augmentation continue des besoins en eau d'une part, et si ces eaux se trouvent en quantités limitées ou parfois inaccessibles, notamment pour les régions montagneuses.

Vu cette situation alarmante et préoccupante, on a consacré cette étude ; à la conception d'une chaîne d'adduction pour alimenter tous le village à court et long terme, et à la conception d'un réseau de distribution en vue de satisfaire les besoins en eau potable du village Tadert à court et long terme.

Cette étude sera menée comme suit :

On commencera, en premier lieu, par récolter toutes les données démographiques, géographiques et hydrauliques de cette région, ensuite nous présenterons le site du projet, puis nous évaluerons les besoins en eau, ensuite étudierons les réservoirs, l'adduction et le pompage. Et en second lieu, l'étude se portera sur le réseau de distribution du village Tadert et la protection de la chaîne de refoulement contre le phénomène transitoire (Coup de bélier).

En terminera par une conclusion illustrons les étapes à suivre.

Chapitre I :

Présentation du site

I.1. Introduction

Le village Tadert , Commune de Azazga , Wilaya de Tizi Ouzou , reconnait actuellement un problème majeur dans le domaine d'alimentation en eau potable, vu l'accroissement démographique, et le développement incessant des équipements sanitaires. Dans ce contexte, l'actuel chapitre portera sur l'étude de toutes les caractéristiques du lieu, et les facteurs qui influent sur l'étude du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, la connaissance de la géologie, ainsi que la géologie du site, qui nous permettra de mener à bien notre travail. (KHODJA. Y)

I.1. Situation géographique

Le village TADERT est situé dans la partie Nord-est du chef-lieu de la commune de Azazga, laquelle est située à l'Est du chef lieu de la wilaya de Tizi Ouzou Le Village est Délimité comme suit :

Au Nord par l'autoroute de Déviation de la ville d'AZAZGA la séparant du village Tachrouft.
 A l'Est par les terrains forestiers et le village Agouni Guizéne Au sud par La ville de Azazga.
 A l'ouest par le village Tizi Bouchéne

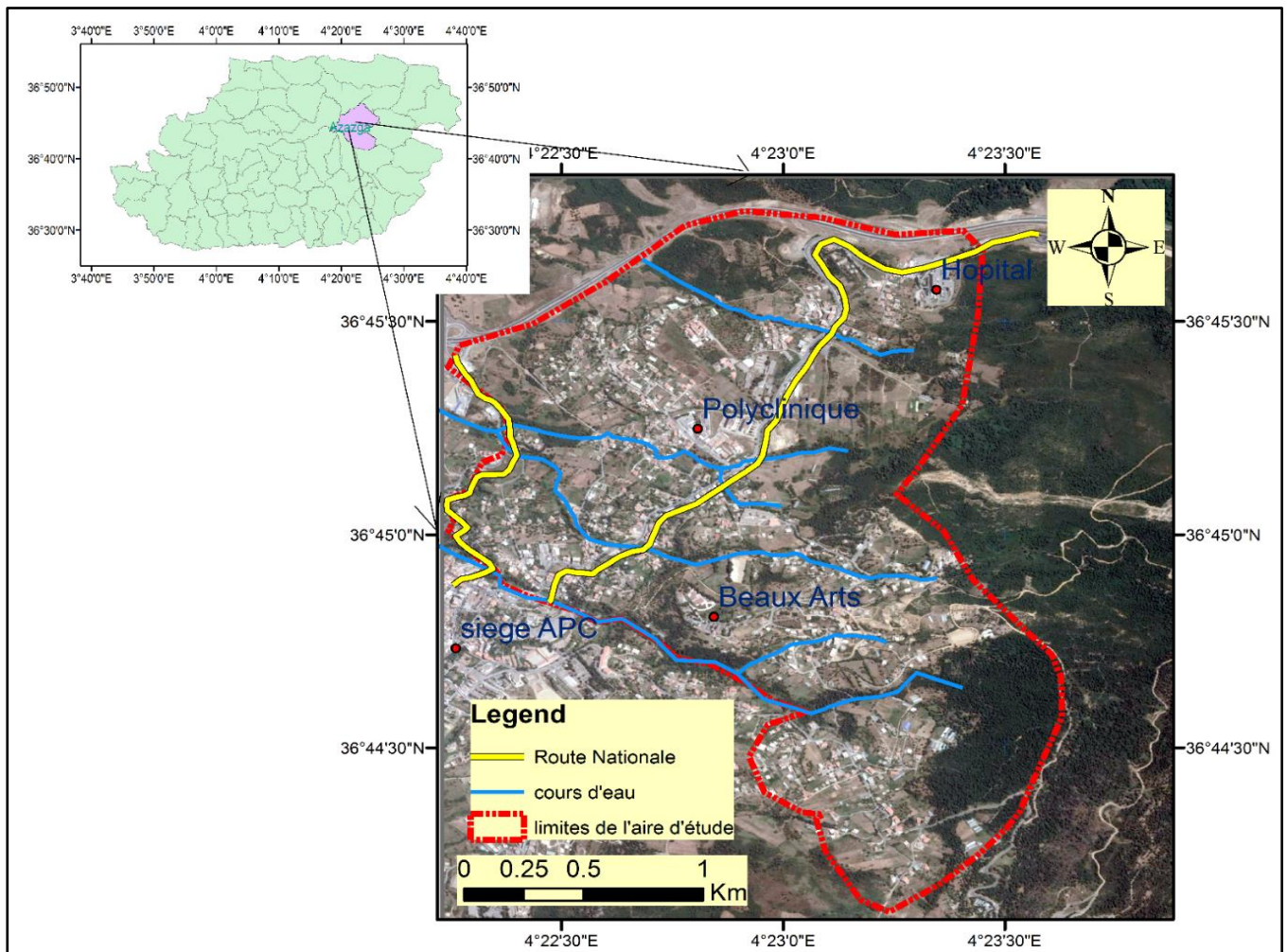


Figure I 1 : Localisation et délimitation de la zone d'étude(KHOUDJA.Y)

I.2.Situation climatique:

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen continental classé comme étant un climat humide, relativement froid et pluvieux en hiver, chaud et sec en été. Les pluies s'échelonnent sur une période de 5 à 6 mois (novembre à avril) avec de fortes précipitations en décembre, janvier, février et mars. La pluviométrie annuelle est de l'ordre de 700 à 1 000 Mm par an. Les températures dans la région sont très variables : basses en hivers (Inférieur à 11 °C) et relativement élevées en été plus particulièrement en juillet et août (25 °C à 35 °C) avec parfois des pics à plus de 40 °

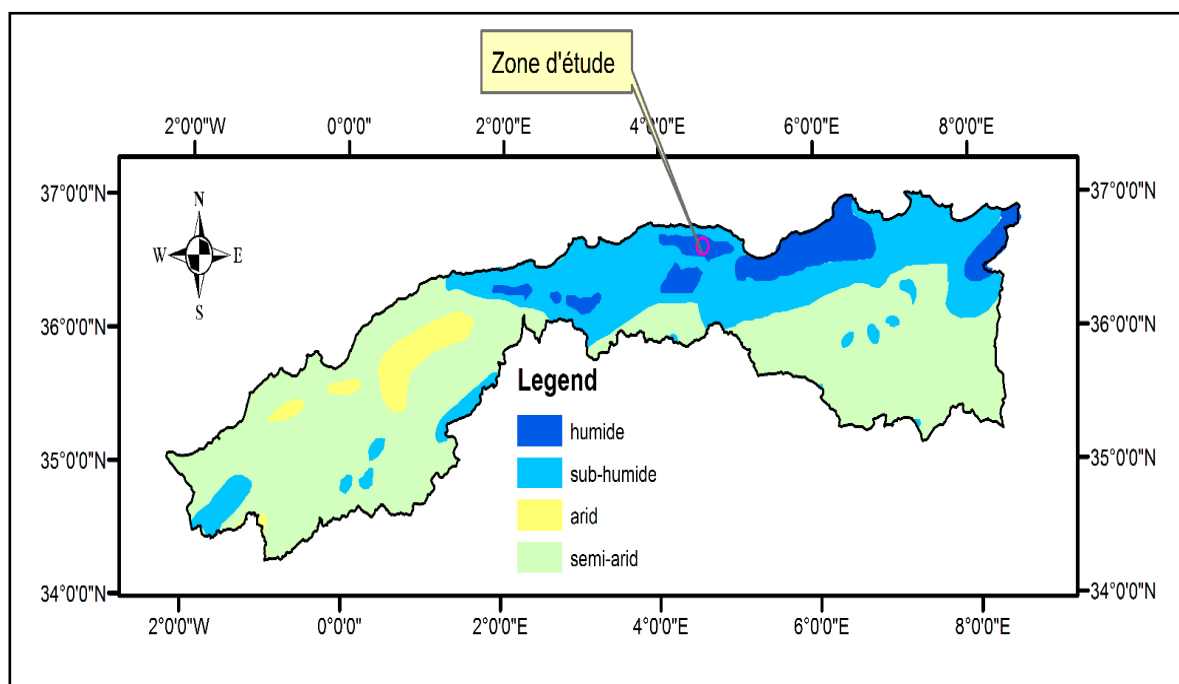


Figure I 2 : carte climatique du Nord de l'Algérie. (KHODJA.Y)

I.3.Géologie :

Du point de vue pédologique la zone d'étude repose sur un sol de type podzolique Semi -perméable
Selon la carte géologique publiée en 1997 par le service géologique de l'Algérie (carte Azzefoune, Azazga),

les sols de la zone d'étude se sont formés dans l'ère quaternaire et ils sont de type

éboulis caractériser par une importante instabilité

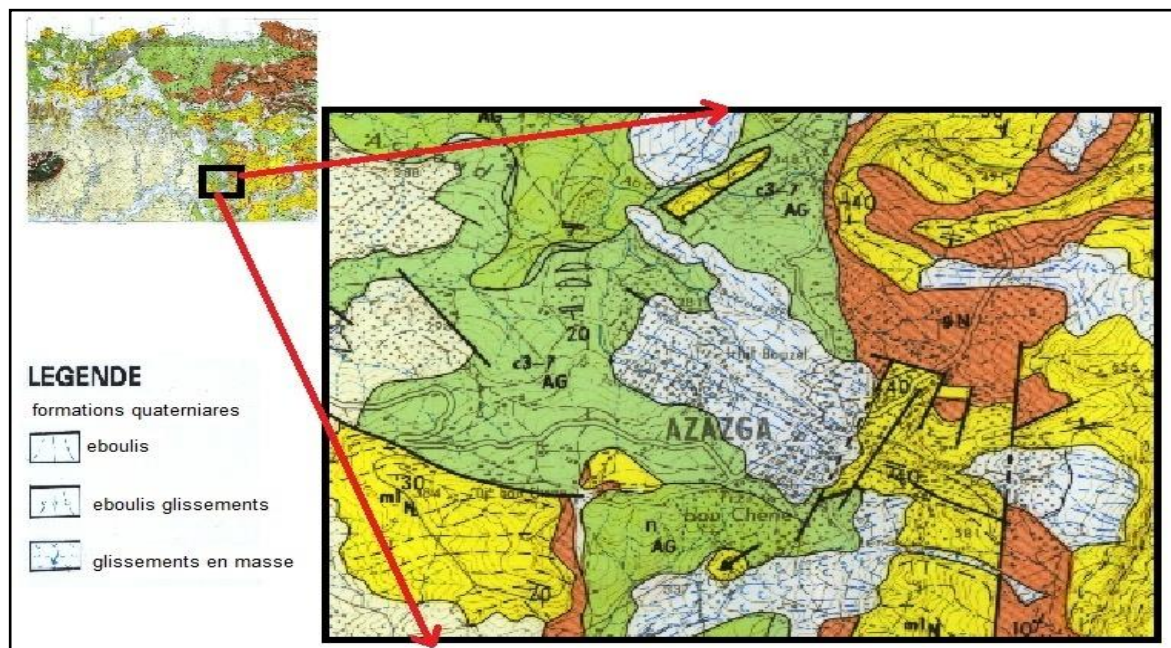


Figure I.3 : extrait de carte géologique AZZEFOUNE-AZAZGA (KHODJA. Y)

Et selon les rapports consultés, les glissements enregistrés coïncident dans la majorité des cas avec les périodes pluvieuses.

I.4. Equipements et infrastructures :

Plusieurs types d'équipements sont recensés dans la zone d'étude et qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Equipements de la zone d'étude. (KHODJA. Y.)

Equipment	Caractéristiques
Hospital MEGHENEM Lounes	622 fonctionnaires
	257 lits
E.P.S.P AZAZGA	53 fonctionnaires
Lycée Technique YAZOUREN Saïd	562 élèves (capacité 1000 élèves)
	47 residents (capacité 300 residents)
CEM SELOUM Amokrane base 5	334 élèves
Ecole primaire Frères MESSAOUDANE	243 élèves
Ecole des beaux-arts	94 élèves (capacité 250 élèves)
	87 résidents
Clinique Ophtalmologique	21 employés

I.5. Population :

Selon le RGPH 2008 (Recensement Générale de la population de la commune d'AZAZGA la population de la zone est évaluée à 4262 hab. (STA 2021)

I.6.Situation hydraulique actuelle :**a - Alimentation en eau potable :**

Suite à l'enquête menée auprès des services de la subdivision de l'hydraulique, de l'A.P.C, de l'ADE, et des citoyens en vue de réunir l'ensemble des données nécessaire pour l'élaboration de cette étude.

b- La situation de réseau AEP Actuel :

La Zone d'Etude est alimenté à partir du Transfert du Barrage Taksept. En passant par le R5000 m³ situé à la côte 443m (au sud du Lycée CHIHANI), par une conduite en fonte DN215

I.8 : Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de représenter Le village Tadert, connaitre la géologie le climat, la température, la population et la situation hydraulique actuelle de notre zone d'étude .

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction :

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource.

Cette évaluation varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des caractéristiques et des habitudes de la population, du climat de la région, de la taille de la localité ainsi que rythme des activités humaines. (KHOUDJA , Y . 2021)

II.2. Démographie et évolutions des besoins en eau

II.3. Démographie

II.3.1 Population

Selon le RGPH 2008 le nombre d'habitants de la commune d'AZAZGA était de 33 654 Habitants en 2008 avec un taux d'accroissement de 2 %.

La population de la zone d'étude Tadert était de 4262 habitants en 2008. (RGPH .2008)

L'estimation du nombre d'habitants et son évolution est une donnée essentielle pour le calcul de la consommation en eau potable.

L'estimation du nombre d'habitants sera élaborée en deux parties selon L'aménagement des zones à alimenter.

II.3.2. Période envisagé par l'étude

L'horizon prévu par cette étude est l'an 2051, soit au bout de 30 ans.

II.3.3. Estimation de la population future

Le nombre d'habitants pour ces zones sera estimé par la formule suivante :

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

Avec :

P_n: Population à l'horizon d'étude.

P₀: La population a l'année de référence (2008).

τ : Le taux d'accroissement de la population en (%). Pris égale au taux d'accroissement Communal égal à 2 %.

n : le nombre d'années à l'horizon considéré.

L'évolution démographique de l'aire sur un horizon de 30 ans est comme suit :

Calcul la situation actuel et futur de village tadert :

Pour 2008 :		P= 4262
Pour 2021 :	n=13	P= 4262(1+0.02) ¹³ = 5513
Pour 2051 :	n=30	P= 4262(1+0.02) ⁴³ = 9987

II.3.4. Evolution de la population du centre

Par application de la formule (I.1), Les résultats sont indiqués dans le tableau (II.1) ci-après :

Tableau (II.1) : Evolution futur de la population du centre

Horizon	2008	2021	2051
Population Village tadert	4262	5513	9987

II.4. Evaluation des besoins en eau

Les besoins en eau potable seront évalués d'après les résultats obtenus par la direction de la planification de la commune de Azazga

II.4.1. Besoins en eau potable

La consommation en eau potable est composée dans sa majorité par le produit entre le nombre d'habitants et la dotation journalière par individu. A cette consommation sont ajoutés les débits nécessaires pour l'alimentation des différents équipements.

II.4.2. Besoins en eau par catégorie

La quantité et la qualité d'eau potable à garantir pour une agglomération, sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération.

Besoin domestique.
Besoin public.

II.5. Évaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière désignée par $Q_{\text{moy.j}}$ est donnée par :

$$Q_{\text{moy.j}} = (q_n * N)/1000 \text{ en (m}^3 \text{ /j)} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation (débit) moyenne journalière en (m³/j),

N: nombre consommateurs,

q_n : dotation moyenne litre/jour/consommateur.

II.5.1. La consommation moyenne journalière domestique

La dotation varie pour les petites agglomérations de 60 à 100 l/j/ hab. et de 100 à 200 l/j/ hab. pour les grandes agglomérations .

Il est jugé qu'une dotation de 150 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population, les résultats sont représentés dans le tableau (II.2) ci-après :

II.5.1.1. Besoins domestiques

Ce besoin comprend toutes les activités ménage consommation d'eau sur la base d'une dotation de 150 l/j/habitant.

Tableau (II.2) : Besoins domestiques

Centre	Nombre d'habitant 2051	Dotation (l/j/hab)	Debit Moy (l /j) 2051	Débit moy (m ³ /j) 2051
Village tadert	9987	150	1498050	1498.05

II.5.1.2. Besoin public

Elle concerne un petit nombre d'activités, notre enquête nous a permis de recenser jusqu'à ce jour,

les infrastructures suivantes : Les équipements prévus sont :

- ◆ Hôpital MEGHENEM Lounes
- ◆ E.P.S.P AZAZGA
- ◆ Clinique Ophtalmologie
- ◆ CEM SELOUM Amokrane base 5
- ◆ Lycée Technique YAZOUREN Said
- ◆ Ecole primaire Frères MESSAOUDANE

- ◆ Ecole des beaux-arts

II.5.2. La consommation moyenne journalière des différents équipements

II.5.2.1. Besoins scolaires

Tableau (II.3) : Evaluation des besoins scolaires

Equipment	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Ecole primaire Frères MESSAOUDANE	élève	243	20	4.86
CEM SELOUM Amokrane base 5	élève	334	20	6.68
Lycée Technique YAZOUREN Said	élève	562	20	11.24
	élève résidents	47	150	11.1
Total				22.78

II.5.2.2. Besoins sanitaires

Tableau (II.4) : Evaluation des besoins sanitaires

Equipements	Caractéristiques	Dotation	Débit moyen journalier pour l'an 2021 (m ³ /j).
Hôpital MEGHENEM Lounes	622 fonctionnaires	20 l/j/fonctionnaire	12.44
	257 lits	50 l/j/lit	12.85

Equipment	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
E.P.S.P AZAZGA	fonctionnaires	53	50	2.65
Clinique Ophtalmologie	fonctionnaires	21	50	1.05
Total				3.7

II.5.2.3. Besoins socioculturels

Tableau (II.5) : Evaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l /j /unité)	Qmoy (m ³ /j)
Ecole des beaux arts	èlèves	94	20	1.88
	résidents	87	150	13.05
1 mosquée	Fidele	500	20	10
Total				24.93

A. Les besoins publics

Tableau (II.6) : Evaluation des besoins publics

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Scolaires	22.78
Sanitaires	28.99
Socioculturels	24.93
Total	76.7

II.5.3. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la zone à l'horizon 2051 sont à

Représentés dans le tableau (II.8)

Tableau (II.7) : Récapitulatif général des résultats

Besoins	l/j	m ³ /j	l/s
Besoin domestique	1498050	1498.05	17.34
Besoin public	76700	76.7	0.89
TOTAL	1575072	1575.072	18.23

II.6. Etude des variations de la consommation

II.6.1. Etude de la variation journalière

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{\max,j}$ et minimum $K_{\min,j}$.

II.6.1.1. La consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année : Il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$

NB : pour notre étude on prend $K_{\max,j} = 1,3$;

II.6.1.2. La Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année : Il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

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

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum ,

$K_{\min,j} = (0,7-0,9)$. **NB** : pour notre étude on prend $K_{\min,j} = 0,8$

Les consommations minimales et maximales journalières sont illustrées dans le tableau :

Tableau II.8 : débit maximales et minimales journalières

Village	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)
Tadert	2047.6	1260.06

II.6.1.3. Variation de la consommation horaire

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée (sur les 24 heures). Ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$ appelées respectivement de variation maximale horaire et minimale horaire.

$$K_{min.h} = Q_{min.h} / Q_{moy.h} \tag{II.5}$$

$$K_{max.h} = Q_{max.h} / Q_{moy.h} \tag{II.6}$$

Par ailleurs ; le coefficient ($K_{max.h}$) est défini par :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{II.7}$$

Où : β_{max} : dépend du nombre d'habitant de l'agglomération.

α_{max} : dépend quant à lui confort au sein de l'agglomération (des habitants et bâtiments).

« α_{max} » varie de (1,2 à 1,4), et pour une zone rurale on le prend égale à 1,3.

Soit : α_{max} est égale à 1,3 dans notre cas. Soit :

α_{max} est égale à 1,3 dans notre cas.

Pour β_{max} , il dépend du nombre d'habitants, et il est donné par le tableau (II.9) suivant:

Tableau (II.9) : Valeur de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant x1000	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

N = 9987 habitants

Par interpolation on trouve :

$$\beta_{max} = 1,3$$

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad K_{max.h} = 1,3 * 1,3 = 1,69$$

On prend $K_{max.h} = 1,69$

Tableau (II.10) : Détermination des valeurs des coefficients ($K_{max h}$) en fonction du nombre d'habitant

Horizon	2021	2051
Nombre d'habitants	4262	9987
β_{max}	1,5	1,3
$k_{max.h}$	1,95	1,69

- **Coefficient de Pointe horaire k_p :**

$$K_p = K_{\max h} \cdot K_j$$

$$K_p = 1.69 \cdot 1.3 = 2.2$$

K_j : coefficient d'irrégularité journalière compris entre (1.1 : 1.3)

II.6.1.4 Calcule débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\text{max.j}} / 24. \quad (\text{II.8})$$

$$= 2047.6 / 24 = 85.32 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

II.6.1.5 Calcule débit de pointe :

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} \times Q_{\text{moy.h}}. \quad (\text{II.9})$$

$$= 1.69 \cdot 85.32 = 144.2 \text{ (m}^3/\text{h)} = 40.72 \text{ (l/s)}$$

II.7. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération, ainsi que, les besoins en eau potables qui leurs correspondent.

Chapitre 3

Les Réservoirs

III.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons vérifier la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2051. La connaissance de cette capacité de stockage nous informe sur l'implantation d'autres réservoirs de stockage ou non.

III.2. Rôles du réservoir.

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage qui sert de tampon entre l'amenée et la distribution. Il joue les rôles suivants :

- Assurer le débit demandé par l'agglomération aux heures de pointe.
- Satisfaction des besoins en eaux en cas d'arrêt court du débit d'amenée, dû éventuellement à : une panne sur la conduite d'adduction, panne électrique ou défaillance de la pompe, etc.
- Assure la régulation entre l'apport et la distribution.
- Il stock un volume d'eau pour battre les incendies.

Par ailleurs il y a d'autres rôles qui sont :

- Maintenir l'eau à l'abri des fortes variations de température.
- Simplifier l'exploitation.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.

III.3. Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation
- d'une conduite de départ ou de distribution
- d'une conduite de vidange
- d'une conduite de trop-plein
- du système de matérialisation d'incendie
- d'une conduite by-pass

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides

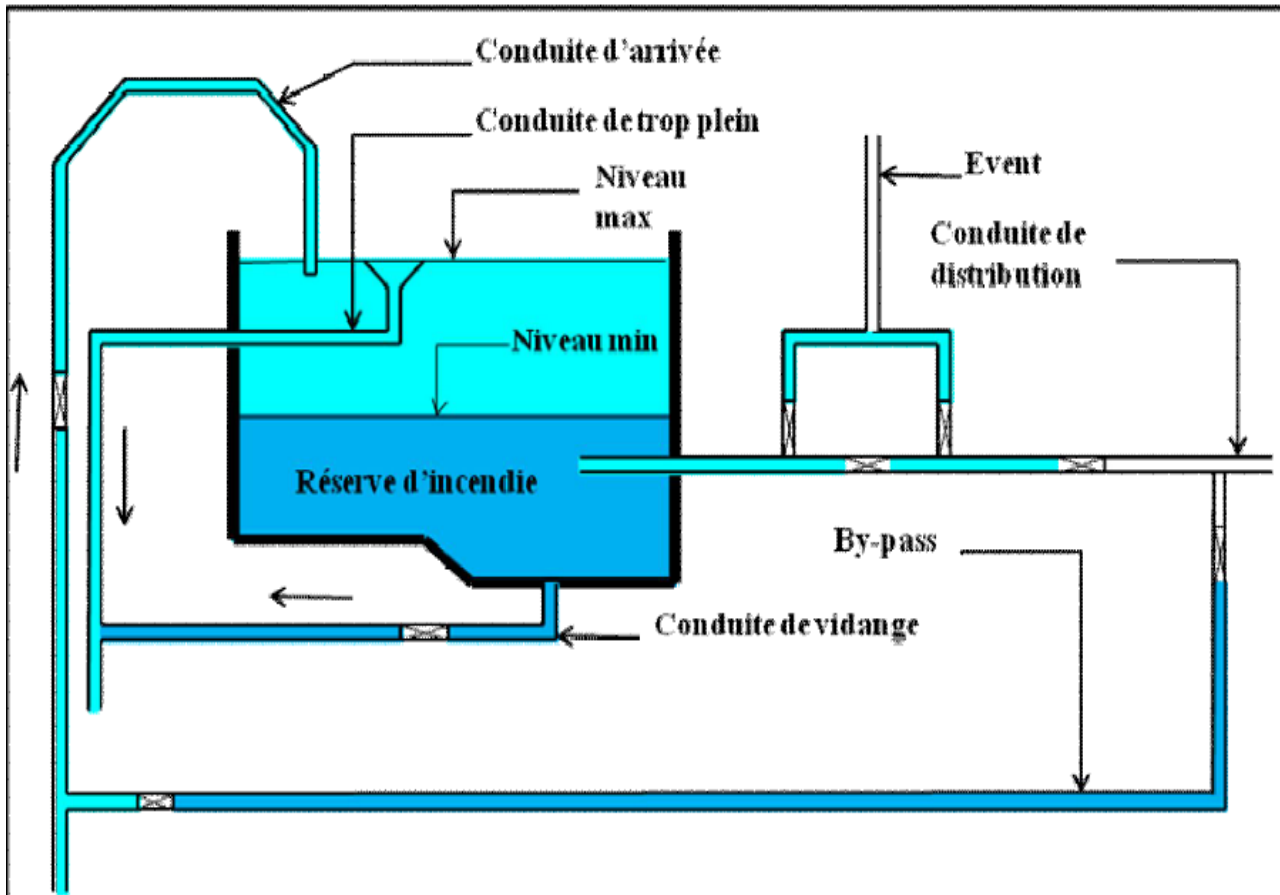


Figure (III.1) : Schéma général d'un réservoir d'eau (hmf.enseiht.fr)

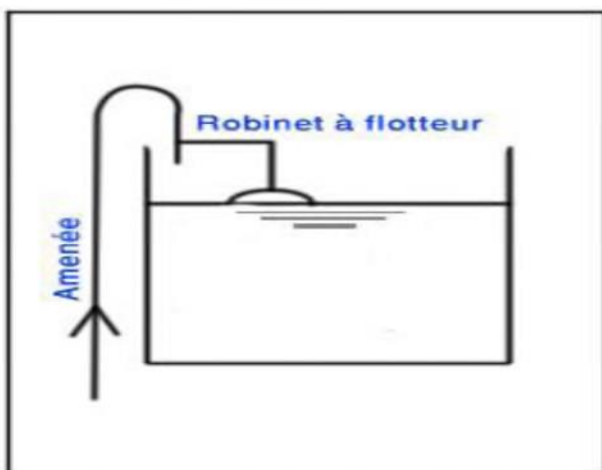


Figure (III.2) : Adduction avec chute libre

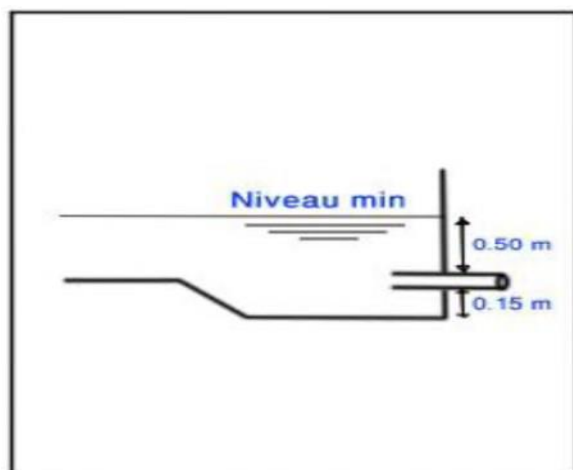


Figure (III.3): Départ de la conduite de distribution

III.3.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en Siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant

Des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

III.3.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'un crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

III.3.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas ou la pompe ne s'arrête pas. Si Le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

III.3.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du Réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se Raccorde généralement a la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

III.3.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivé et la conduite de départ dans le Cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

III.4. Vérification de la capacité des réservoirs à l'horizon futur

Pour l'estimation de la capacité d'un réservoir à l'horizon 2051 on a recourt soit à la méthode graphique ou analytique

III.4.1. Méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé

$$\text{par la formule suivante} \quad V_{\max} =: P_{\max}(\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_{\max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m3).
- $Q_{\max j}$ = consommation maximale journalière (m3/j)
- $P_{\max j}$ = résidu maximal dans le réservoir (%).

III.4-1-1- 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 :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III.2})$$

- ◆ la répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures
- ◆ 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 reportée 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.

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

Avec :

$R_{+\max}$: résidu maximum positif (%).

$R_{-\max}$: résidu minimum négatif (%).

III.4.2. Méthode graphique

C'est une méthode rapprochée à 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 de 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

$$P_{\max} = |\Delta V_{+}| + |\Delta V_{-}| \quad (\text{III.4})$$

Remarque :

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique.

Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.5})$$

V_T : volume total du réservoir.

V_{\max} : volume maximal de stockage.

V_{inc} : volume d'incendie (120m³).

III.5. Détermination de la capacité des réservoirs :

III.5.1. - Dimensionnement de la station de la reprise :

La station de reprise est un ouvrage composée d'un réservoir et d'une station de pompage ;
 ♦ le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 1/4heure ;

$$V_{\text{SR}} = (Q_{\max,j} * t) / T \quad (\text{III.6})$$

Avec :

$V_{\text{S.R.}}$: volume de la station de reprise.

$Q_{\max j}$: débit entrant à la station.

T : temps de pompage (20h)

t : temps de fermeture des vanne (1/4

$$\text{ona : } Q_{\max,j} = 2047.6 \text{ (m}^3 \text{ /j)}$$

$$\text{donc } V_{\text{S.R.}} = (2047.6 \times 0.25) / 24$$

$$V_{\text{S.R.}} = 21.33 \text{ (m}^3\text{.)}$$

On prend une station de capacité standard de 25 m³

III.5-2- Dimensionnement du réservoir principal (Rp) :

Le dimensionnement du réservoir sera comme suit :

Tableau (III.1) : dimensionnement du réservoir principal(Rp). Donc on prend Kmax = 1.69

Horaire	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	5.00	4.16	0.84		0.84
1 – 2	5.00	4.16	0.84		1.68
2 – 3	5.00	4.16	0.84		2.52
3 – 4	5.00	4.16	0.84		3.36
4 – 5	5.00	4.16	0.84		4.2
5 – 6	5.00	4.16	0.84		5.04
6 – 7	5.00	4.16	0.84		5.88
7 – 8	5.00	4.16	0.84		6.72
8 – 9	5.00	4.17	0.83		7.55
9 – 10	5.00	4.17	0.83		8.38
10 – 11	5.00	4.17	0.83		9.21
11 – 12	5.00	4.17	0.83		10.04
12 – 13	5.00	4.17	0.83		10.87
13 – 14	5.00	4.17	0.83		11.7
14 – 15	5.00	4.17	0.83		12.53
15 – 16	5.00	4.17	0.83		13.36
16 – 17	5.00	4.17	0.83		14.19
17 – 18	5.00	4.17	0.83		15.02
18 – 19	0.00	4.17		4.17	10.85
19 – 20	0.00	4.17		4.17	6.68
20 – 21	0.00	4.17		4.17	2.51
21 – 22	0.00	4.17		4.17	-1.66
22 – 23	5.00	4.17	0.83		-0.83
23 – 24	5.00	4.17	0.83		00
Σ	100.00	100	16.68	16.68	

Le Résidu maximum est égal :

$$P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\max}| = 16.68 \%$$

$$V_T = V_u + V_{\text{inc}} = (16.68 \times 2047.6 / 100) + 120 = 461.54 \text{ m}^3$$

Avec

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$$

Donc on optera un réservoir de 500 m³.

III-6-Dimensionnement du réservoir :

III-6-1- détermination du diamètre du réservoir :

$$S = (\pi D^2) / 4 \rightarrow D = (\sqrt{4S / \pi})$$

$$\text{On a: } V_R = S \times H_e \rightarrow S = V_R / H_e$$

$$\text{Donc : } D = \frac{\sqrt{4V_r}}{\pi \cdot H_e} \quad (\text{III.7})$$

$$\text{On prend } H_e = 5.00 \text{ m} \rightarrow D = \sqrt{((4 \times 500) \div (\pi \times 5))} = 11.28 \text{ m}$$

Donc D = 11m

III-6-2- détermination de la hauteur d'incendie

$$V_{\text{inc}} = S \times H_{\text{inc}} \rightarrow H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi D^2} \quad (\text{III.8})$$

$$H_{\text{inc}} = 120 \text{ cm.}$$

III.7. Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis de titrer les dimensions des ouvrages de Stockage (Réservoir) et de transits (station de reprise).

Dans ce chapitre, notre étude nous a amené à projeter un réservoir 500 m³ pour le long terme.

Après avoir fait le dimensionnement final du réservoir, nous allons nous intéresser au Dimensionnement de la conduite d'adduction qui véhicule l'eau de la station de pompage Vers le réservoir de notre étude.

Chapitre IV

Adduction

IV-1-Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région. Il existe trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire : On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle s'effectue soit par un aqueduc grâce à la pente soit par une conduite forcée où l'écoulement se fait sous pression.
- Adduction par refoulement : dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes.
- Adduction mixte : c'est une combinaison des deux adductions (gravitaire et refoulement) selon la nature du terrain. (mémoire Mokrane A ; Yakoubi M2015)

VI-2-Choix du tracé :

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

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées.

IV-3-Choix du type des conduites :

Le choix du type de canalisation destinée à l'adduction d'eau des différentes agglomérations de la présente étude est porté sur le PEHD PN 20, pour les raisons suivantes :

- ◆ Une longue vie ;
- ◆ Très grandes charges mécaniques admissibles ;
- ◆ Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- ◆ Déviation angulaire des tubes simple.
- ◆ Montage

IV-4-Description du schéma du tracé :



IV-5-Les équipements du système d'adduction :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants:

- ◆ Les vannes de sectionnement ;
- ◆ Les robinets vannes à opercule ;
- ◆ Les vannes à papillon ;
- ◆ La vidange ;
- ◆ Les ventouses ;
- ◆ Les clapets anti-retour ;
- ◆ Crépine.

IV-6-Etude technico-économique

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

IV-6-1-Calcul du diamètre économique :

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondante à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s, cette gamme est déterminée par les deux formules suivantes :

La formule de BONNIN :

$$D1 = Q^{0,5} \quad (IV-1)$$

La formule de BRESS :

$$D2 = 1.5 Q^{0,5} \quad (IV-2)$$

Ou :

D_2 : Diamètre de la conduite en m ;

Q : Débit véhiculé en m^3/s .

IV-6-2-Calcul de la vitesse :

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

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

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

Donc

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).

IV-6-3-Calcul des pertes de charge :

Elles se présentent sous deux formes :

- ❖ Les pertes de charge linéaires ;
- ❖ Les pertes de charge singulières

IV.6.3.1.Les pertes de charges linéaires H_L

Elles peuvent être déterminées par la formule de **DARCY-WIESBACH** suivante

$$H_L = J \cdot L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{8\lambda L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \times Q^2 \quad (\text{IV.4})$$

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m).
- L : Longueur de la conduite.
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).
- λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

La formule de **COLLEBROOK** pour les régimes transitoires :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71.D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.6})$$

:

- D : le diamètre du tuyau (en m).
- K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi, avec :

$$K = K_0 + \alpha t$$
Où :
 - K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs (pour le PEHD : K₀ = 0.01mm, si D ≤ 200 mm ;
 - K = 0.02mm, si D > 200 mm ; et pour l'acier : K = 0.05 mm) (Annexe1).
 - α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT (Annexe 2).
 - Re : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule : $Re = \frac{V \times D}{\nu}$

Avec :

- ν : la viscosité cinématique de l'eau qui est égale :
 - à 10°C ν = 1,31 × 10⁻⁶ m²/s.
 - à 20°C ν = 1,00 × 10⁻⁶ m²/s.
 - à 30°C ν = 0,08 × 10⁻⁶ m²/s.

IV.6.3.2. Les pertes de charges singulières H_S

Elles sont estimées à : [2]

Pour le PEHD 20% :

$$H_S = 0.2 H_L$$

Avec :

- ♦ H_S : Perte de charge singulière (m).
- ♦ H_L : Perte de charge linéaire (m).

IV.6.3.3. Les pertes de charges totales H_T

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- H_T : Perte de charge totale (m).
- H_S : Perte de charge singulière (m).
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

IV.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT

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

$$\mathbf{HMT = H_g + H_T} \quad \mathbf{(IV.8)}$$

Avec :

H_T : Perte de charge totale.

HMT : Hauteur manométrique.

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau

IV.6.5. Puissance de pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\mathbf{P_a = \frac{g \times h_{mt} \times Q}{\eta}} \quad \mathbf{(IV.9)}$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).
- HMT : Hauteur manométrique totale (m).
- Q : débit transité (m^3/s).
- : rendement de la pompe.
- g : accélération de la pesanteur ($9.81 m/s^2$).

IV.6.6. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{E = P \times T \times 365} \quad \mathbf{(IV.10)}$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe (kWh).
- T : nombre d'heures de pompage ($T=20h$).
- P : puissance absorbée par la pompe (KW)

IV.6.7. Frais d'exploitation

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

$$\mathbf{F_{exp} = E \cdot e [DA]} \quad \mathbf{(IV.11)}$$

E : énergie consommée par la pompe en [kwh]

e : prix unitaire d'un (kwh)tarifée par SONELGAZ. $e = 4,67 DA$

IV-6-8-Détermination des frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = p_u \cdot L \cdot A \quad (IV.12)$$

Avec:

Fam: Frais d'amortissement (Da)

Pu: prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml)

L : longueur de la conduite (m)

A : Amortissement annuel

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans avec un taux de 8% soit : $i=8\%$ et $n=30$ ans.

L'annuité d'amortissement est déterminée par :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-13)$$

$$A = 0.08882$$

IV .6.9. Calcul du bilan

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

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (IV.14)$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA).
- F_{am} : Les frais d'amortissement.
- B_L : Le bilan.

IV-7- calculs hydrauliques :

IV-7-1-calcul de la conduite par refoulement :

Station de pompage → réservoir projeté

- Débit à canaliser : $Q_{maxj} : 2047.6 \text{ m}^3/j = 23.7 \text{ l/s} = 0.0237 \text{ m}^3/s$.
- Longueur de la conduite : $L=2347 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 570 - 443 = 127 \text{ m}$
- La valeur approchée du diamètre économique est donnée par :

La formule de BONNIN :

$$D = 1.5 Q^{0.5}$$

$$D = 1.5 * 0.0237^{0.5} = 0.154 \text{ m}$$

La formule de BRESS :

$$D_2 = 1.5 Q^{0.5}$$

$$D_2 = 1.5 * 0.0237^{0.5} = 0.231 \text{ m}$$

Les diamètres normalisé 200 ,215 ,315

Détermination de la hauteur manométrique totale :

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant

Tableau IV.1 : Calcul de la HMT

D (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H _L (m)	H _S (m)	H _T (m)	HMT (m)
0.2	0.754	150800	0.01229562	0.00178	28.86	5.772	34.63	161.6
0.215	0.653	140395	0.01148050	0.00116	2.72	0.544	3.264	130.27
0.315	0.3	94500	0.01193452	0.000191	0.448	0.0896	0.538	127.54

Les diamètres 0.215 et 0.315 conviennent au vu des HMT et vitesses obtenues.

Etude économique :

a) Frais d'exploitation :

Tableau IV .2 : Frais d'exploitation

Diamètre (m)	P (KW)	E (KWh/an)	F _{expl} (DA)
0.2	50.1	365730	1707959.1
0.215	40.4	294920	1377276.4
0.315	39.54	288642	1347958.14

Le prix moyen de l'énergie (e = 4,67 DA/Kwh)

b) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV.3) :

Tableau IV.3 : Frais d'amortissement

Diamètre (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	Frais amort (DA)
0.2	9274.72	2347	21767767.8
0.215	11545.7	2347	27097757.9
0.315	22990.89	2347	53959618.8

Pour les prix des conduites (Annexe 3)

c) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV.4).

Tableau IV .4 : Bilan global des frais d'exploitation et d'amortissement

Diamètre (m)	0.2	0.215	0.315
F expl	1707959.1	1377276.4	1347958.14
F amort	21767767.8	27097757.9	53959618.8
Bilan (DA)	23475726.9	28475034.3	55307576.9

IV.8 : Conclusion

D'après les résultats obtenus dans le tableau (IV.4), on constate que le diamètre 0.2 est le plus économique avec une vitesse acceptable de **0,754m/s** et une HMT de **130.27m**.

- Le diamètre : DN = 215mm
- Rugosité : K = 0.02 mm.
- Vitesse d'écoulement : V = 0,653 m/s.
- Longueur de la conduite : L = 2347 m.
- Hauteur manométrique : Hmt = 130.27 m.

Chapitre V

pompage

V.1.Introduction :

Depuis les premiers âges de l'humanité, l'homme transportait l'eau de sa source au lieu de consommation en usant de l'énergie physique (utilisation des bêtes), jusqu'à nos jours ou l'expression de transporter est remplacée par le refouler, ce qui signifie l'apport de l'énergie propre à l'eau pour qu'elle se déplace sans autant d'efforts physique. Ce procédé est dit « pompage », il consiste à donner pour l'eau de l'énergie cinétique par le biais de pompes pour qu'elle se transfère d'un point à un autre plus haut à travers des conduites.

Dans notre cas, on s'intéresse à la catégorie des turbopompes, qui sont actuellement les plus utilisées dans le monde. Notre choix s'est porté sur les pompes centrifuges et cela pour les raisons suivantes :

- Elles assurent le refoulement des débits à des hauteurs considérables.
 - Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable.
- Elles constituent des groupes légers, peu encombrants. (mémoire : Mokrane A ; Yakoubi M 2015)

V.2.Choix des pompes :

Le débit souhaité ainsi que sa hauteur manométrique correspondante sont reportés sur les courbes caractéristique, ces caractéristiques permettent de choisir les types de pompes, ce choix se fait de manière à :

- ◆ Assurer le débit de refoulement et la hauteur HMT.
- ◆ Avoir un rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir.
- ◆ Vérifier la condition de non cavitation.
- ◆ Avoir la vitesse de rotation la plus élevée
- ◆ Avoir une puissance absorbée minimal.

V. 3. Choix du nombre de pompes :

- ◆ Le choix du nombre de pompe est basé sur les critères suivants :
- ◆ Assurer le rendement maximal de pompe.
- ◆ Puissance absorbée minimale.
- ◆ La disponibilité sur le marché.

V.4. Dispositions générales

Les dispositions prises pour le pompage doivent permettre d'assurer un fonctionnement des installations sans perturbations, en cas de défaillance, soit de la fourniture d'énergie, soit des pompes.

- Notion de secours

Dans notre projet, il a été décidé de doubler le nombre de pompes avec des pompes identiques pour chaque station de pompage, elles fonctionneront en alternance 12h chacune.

Et on installe aussi une autre pompe identique, cette pompe servira de secours en cas de panne de l'une des deux pompes voir même des deux.

On installe aussi un groupe électrogène diesel pour remédier aux possibles coupures de courant imprévus

V 5 : Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

V.5.1. Hauteur manométrique totale

C'est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement

Donc :

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (V1)$$

Avec :

- H_{mt} : la hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- J_t : Pertes de charge totale (m).

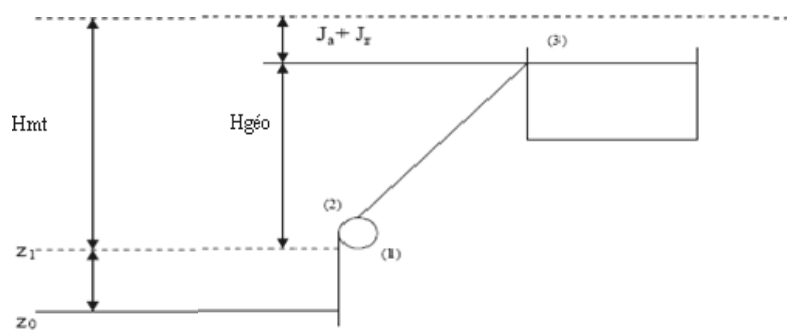


Figure V.1: Profil piézométrique du refoulement.

V.5.2. La vitesse de rotation

Représente le nombre de tour effectuée par la pompe par unité de temps, noté N ; l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

V.5.3. Le débit

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

V.5.4. La puissance

a) La puissance absorbée

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, noté P_a ; l'unité de mesure est le kilo Watt (KW).

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

:

$$P_a = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (V2)$$

Avec :

- ♦ P_a : puissance totale consommée (KWh) ;
- ♦ ρ : masse volumique (kg/m^3) ;
- ♦ Q : débit (m^3/s) ;
- ♦ H : hauteur manométrique (m) ;
- ♦ η : rendement total de l'installation.

a) La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, noté P_u :

$$P_u = \rho \cdot g \cdot H \cdot Q \quad (\text{V3})$$

V.5.5. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

V.6. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonction $H=f(Q)$ et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonction $H_c = f(Q)$.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions c'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point de fonctionnement du système se trouve dans la zone non cavitation pour un rendement optimal.

L'intersection au point $p(Q, H)$ de ces deux courbes sera le point de fonctionnement de la pompe qu'on aurait choisie (Figure V.2).

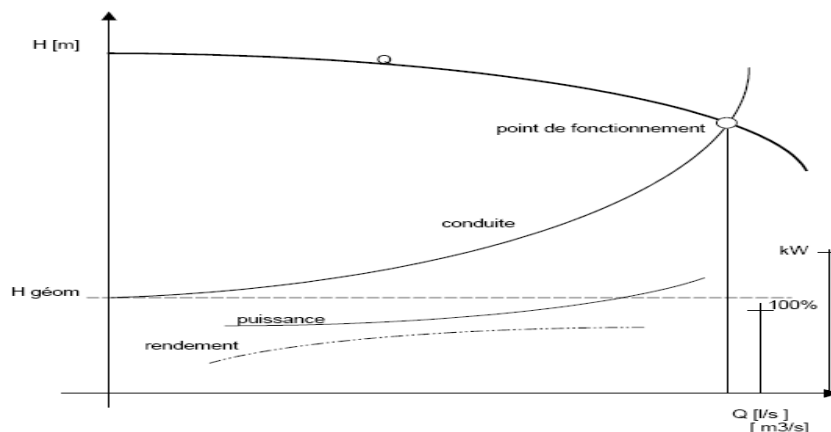


Figure V.2: Point de fonctionnement des pompes (mecaflux.com)

V.7 : Courbes caractéristiques

V.7.1.Courbe caractéristique des pompes

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on

Distingue les courbes caractéristiques suivantes :

La courbe débit-hauteur ($Q-H$) exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits $H=f(Q)$;

La courbe débit-puissance ($Q-P$) exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits $P=f(Q)$;

La courbe débit-rendement ($Q-\eta$) exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits $\eta=f(Q)$.

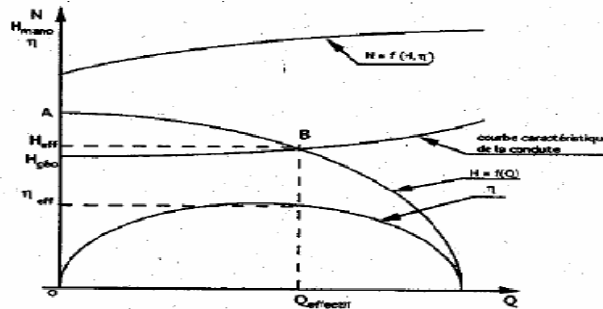


Figure V.3: Courbes caractéristiques d'une pompe.(mecaflux.com)

V.7.2.Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + J_t \tag{V4}$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- J_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m).

$$J_t = 1.2 \times J_L \tag{V5}$$

Avec :

J_L = perte de charge linéaire (m)

$$J_L = R \times Q^2 \tag{V6}$$

Avec :

- Q : débit transit dans la conduite (m^3/s) ;
- R : résistance de conduite ($m^{-5}s^2$).

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi \cdot D^5}$$

Avec :

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;

L : la longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

D : diamètre de la conduite de refoulement (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

V.8. Recherche du point de fonctionnement

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, des modifications sont à apporter en vue d'adopter la pompe aux conditions de travail désirés, et pour cela, on peut agir avec diverses variantes à savoir

1^{ère} variante : Réduction du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement (Q,H) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, on aura

$$T = \frac{T^1 \cdot Q_1}{Q} \quad (V7)$$

Avec :

T : temps de pompage pour notre cas est de 24h

2^{ème} variante : vitesse de rotation

Elle consiste à faire varier la vitesse de rotation, c'est de rechercher une vitesse N' qui fera passer la caractéristique H=f(Q) par le point désiré P₁ (Q₁, H₁), pour cela on trace la parabole H= aQ² passant par l'origine et par le point désiré P₁ et coupera la caractéristique de la pompe

En un point P₂ (Q₂,H₂) et on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N}{N'} \quad (V8)$$

D'ou :

$$N' = \frac{Q_2 \times N}{Q_1}$$

3^{ème} variante régularisation par étouffement (vannage)

On accepte la caractéristique de la pompe $H=f(Q)$, et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge de façon à obtenir le débit désiré.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H}{\eta} \quad (\text{V9})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{V10})$$

Dou :

- **h**: perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- **H'** : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- **η** : le rendement

4^{ème} 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

$$m = \left(\frac{Q}{Q_1}\right)^{1/2} = \left(\frac{H}{H_1}\right)^{1/2} \quad (\text{V11})$$

m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (\text{V12})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{V13})$$

V.9. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui résulte de la formation de bulles de gaz (vaporisation) puis de leur condensation au sein du liquide pompé.

Ce phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de la tension vapeur d'eau est atteinte.

La cavitation s'accompagne d'un bruit très caractéristique, crée des vibrations à très haute fréquence et entraîne l'arrachement de particules de métal, et de ce fait, la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...).

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 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 pompe,
- point de fonctionnement.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \tag{V14}$$

Pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + h_a - (J_a + T_v) \tag{V15}$$

Pour l'alimentation en dépression

$$(NPSH)_r = (P_0)/(g \cdot \rho) - h_a - (J_a + T_v) \tag{V16}$$

P0 : : pression en m.c.e au point d'aspiration (m) ;

Ja : pertes de charge à l'aspiration (m)

Tv: tension de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

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

T(°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T _v (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

(www.Tiv.com)

V.10.Choix des pompes pour la station de pompage et les stations reprise :

V .10.1 Choix de pompe pour la station de reprise

V .10.1.1 Caractéristique de la conduite

Les caractéristiques de la conduite sont :

- Le débit véhiculé : $Q = 23.7 \text{ l/s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 127 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 130.27 \text{ m}$.

V.10.1.2 Les caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (E10R40) dont ces caractéristiques sont (voir annexe 4) :

- $N = 2950 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 76.9 \%$;
- $P = 75 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 3.49 \text{ m}$.
- Le point de fonctionnement : P ($Q = 31.31 \text{ l/s}$; $H = 133 \text{ m}$) ;
- Le point désiré : P₁ ($Q_1 = 23.7 \text{ l/s}$; $H_1 = 130.27 \text{ m}$),
- (Voir figure V.4).

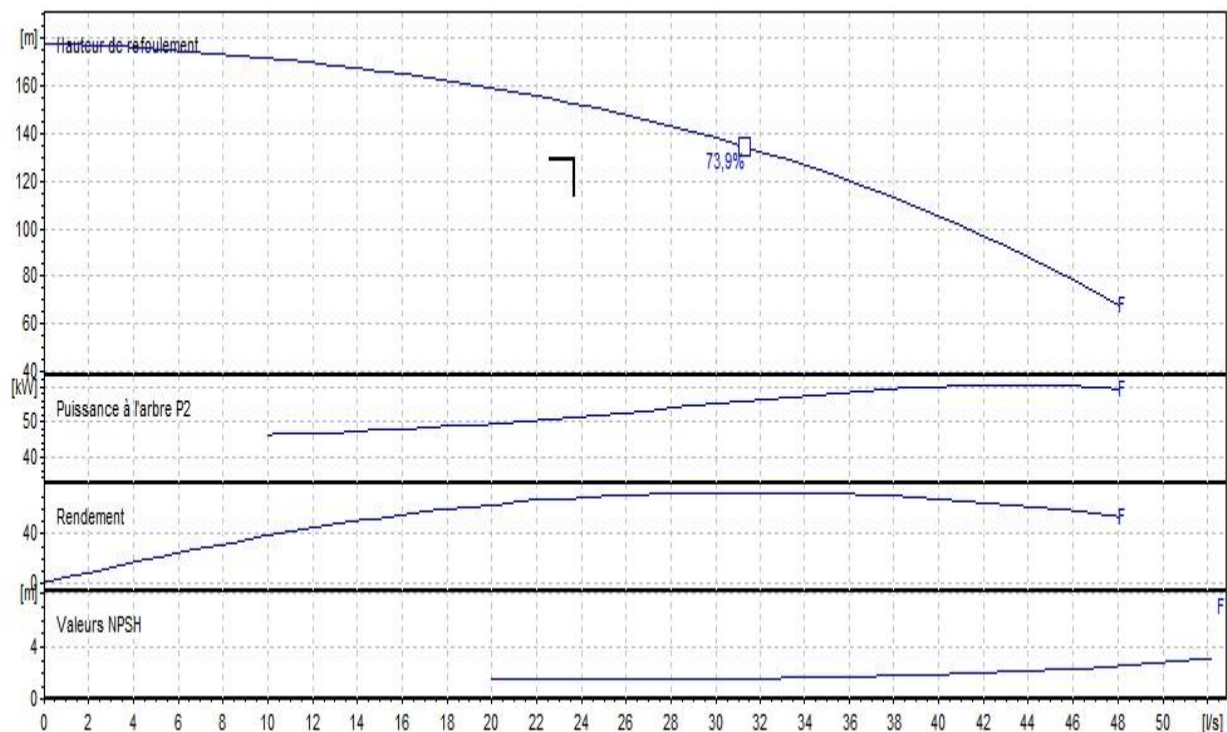


Figure V.4: Courbes caractéristiques de la pompe (catalogue CAPRARI)

V.10.1.3. Réalisation du point de fonctionnement

✓ Etude des variantes

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apporté au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variant séparément ce qui permis de dégager le cout de chaque technique.

→ *1^{ère} variante : réduction du temps de pompage*

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

D'où $T = 12 \times (23.7 / 31,3) = 9.08h$

Donc chaque pompe fonctionnera pendant 11 heures et 47 minutes.

La puissance absorbée sera

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0313 \times 133}{0.769} = 53.1kw$$

D'où : $P_a = 53.1 Kw$.

◆ Les frais d'exploitation

$$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 53.1 \times 12 \times 365 \times 4,67 = 1086139.26 DA$$

→ *2^{ème} variante : vitesse de rotation*

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit

$$N = N \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

La courbe iso rendement s'écrit

$$H_1 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2_1$$

$$H_1 = 0.232 Q^2_1$$

Cette courbe passe par le point $P_3 (23,9/s ; 131.1)$

D'où :

$$N' = 2950 \times \frac{23.7}{23.9} = 2925.3 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être 1439 (tr/min)

La puissance absorbée sera

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9.81 \times 0.0237 \times 130.27}{0.769} = 39.58 \text{ kw}$$

D'ou : $P_a = 39.58 \text{ kw}$

♦ *Les frais d'exploitation :*

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

$$F_{\text{exp}} = 39.58 \times 12 \times 365 \times 4,67 = 809573.1 \text{ DA.}$$

3^{ème} variante : régularisation par étouffement (vannage)

$$h = H' - H_1 = 131.1 - 130.27 = 0.83 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9.81 \times 0.0237 \times 131.1}{0.769} = 39.63 \text{ kw}$$

D'où : $P_a = 39.63 \text{ kw}$

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

$$F_{\text{exp}} = 39.63 \times 12 \times 365 \times 4,67 = 810615.8 \text{ DA.}$$

V.10.1.4. Etude de La cavitation

On fixe $H_a = 1 \text{ m}$ et $\Delta h_1 = 0 \text{ m}$

On na (NPSHr) = 3.49 m

En appliquant la relation ci-dessus on aura :

$$\text{NPSHd} = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

Donc (NPSHd > NPSHr donc la pompe ne Cavite pas

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons déterminé les caractéristiques des pompes favorables aux conditions de refoulement à partir du catalogue CAPRARI.

Enfin nous pouvons conclure que les pompes sont d'une importance capitale dans les projets de refoulement, et un maillon indissociable avec l'adduction et qui nécessite beaucoup d'attention et un choix précis.

Notre choix se portera sur la deuxième variante qui présente une meilleure économie.

Chapitre VI

La Distribution

Chapitre VI. Distribution

VI .1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums qui seront dimensionnés en conséquence. (*mémoire Akbli.A ; Djoual.2017*)

VI -2- Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié
- Réseau étagé ;
- Réseau combiné.

VI-2-1- Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisation qui forme des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (FigureVI.1)

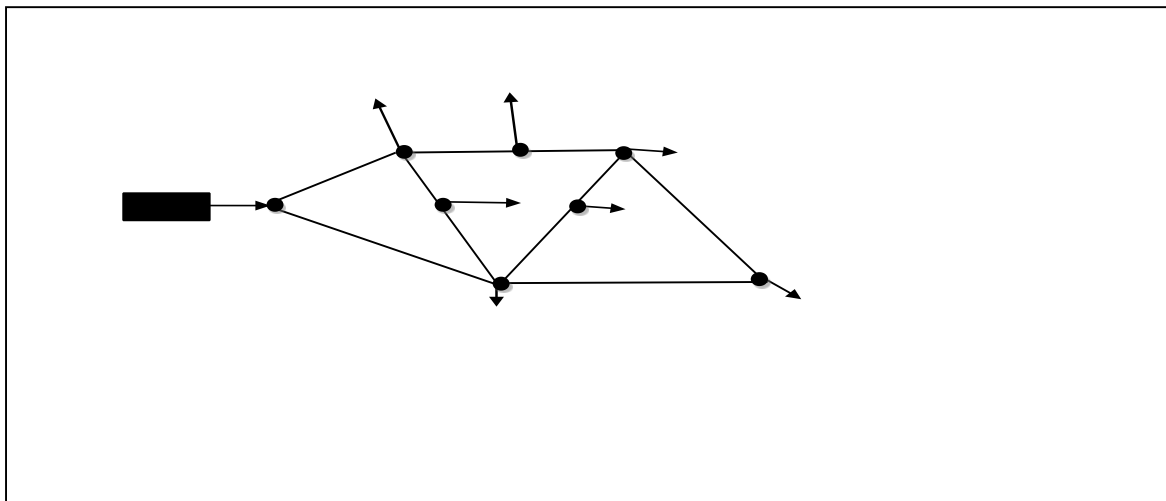


Figure (VI.1) : Réseau maillé

VI-2-2- Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

Un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales (Figure VI.2)

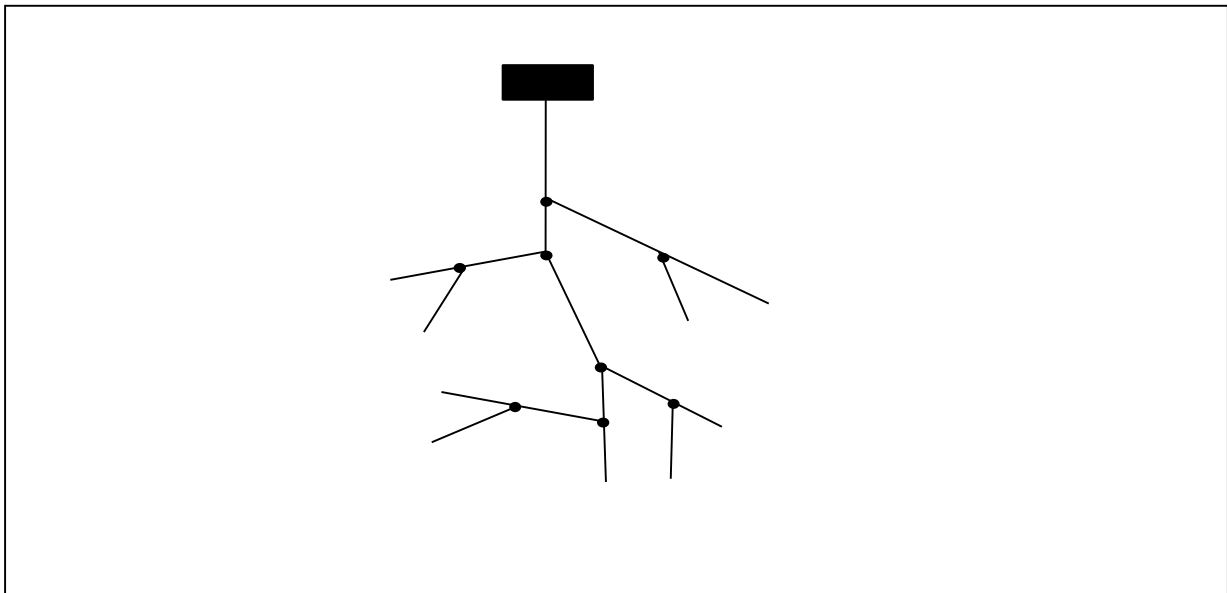


Figure (VI.2) : Réseau ramifié

Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau maillé.

VI-2-3- Réseau étagé :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

VI-2-4- Réseau combiné :

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

VI.3. Exigences fondamentales du réseau

Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de la consommation des agglomérations avec une pression acceptable.

- ✓ Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

VI.4. Conception du réseau de l'agglomération

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons:

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

VI.5. Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ...) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PE (polyéthylène).

VI.5.1 . Tuyaux en P.E

VI.5.1.1. Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage, grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160.ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau ;
- La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

VI.5.1.2. Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.
-

VI.5.2. Tuyaux en Pvc

- Bonne résistance à la corrosion.
 - □ Disponible sur le marché.
 - Une pose de canalisation facile.
- Leur inconvénient est le risque de rupture.

Pour notre cas on utilisera le PE que ça soit le PE100 (polyéthylène haute densité appelé (PEHD) ou le PE80 (polyéthylène basse densité appelé PEBD), pour les nombreux avantages qu'elles offrent.

VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution du village Tadert

- La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :
- Déterminer la longueur de chaque de tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe et celle d'indice ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VI.6.1. Déterminer les débits du réseau

VI.6.1.1. Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire est donnée par les Résultats obtenus lors de l'établissement du tableau des consommations horaires :

$$QP = Q_{\max.j} \cdot P \quad (\text{VI.1})$$

Q_p : débit de pointe (l /s)

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m 3/j)

P : pourcentage du débit maximum journalier a l'Eure de pointe

A partir de la table des régimes de consommation (annexe5) l'Eure de pointe est de 11 a 12

Avec un pourcentage de 8.5 % de la consommation journalière

$$QP = Q_{\max.j} \cdot P = 23.7 * 0.085 = 2.015 \text{ l/s.}$$

VI.6.1.2. Débit spécifique

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/m. Ce débit se calcul comme suit :

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

Avec :

- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml ;
- Q_P : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: somme de longueurs alimentées par le réseau.

❖ *Pour notre cas :*

$$\sum L_i = 1632 \text{ m}$$

$$Q_{sp} = \frac{2.015}{1632} = 0.0012 \text{ l/s/ml}$$

VI.6.1.3. Calcul des débits en route :

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

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \quad (VI.3)$$

Avec :

Q_r : Débit en route l/s ;

Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml ;

L_i : Longueur alimentée par tronçon concerné (m)

VI.6.1.4. Détermination des débits nodaux:

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé

Comme suit :

Où :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0.5 \sum Q_{ri} \quad (VI.4)$$

Avec :

Q_{ni} : Débit nodal nœud concerné ;

Q_{ci} : somme des débits

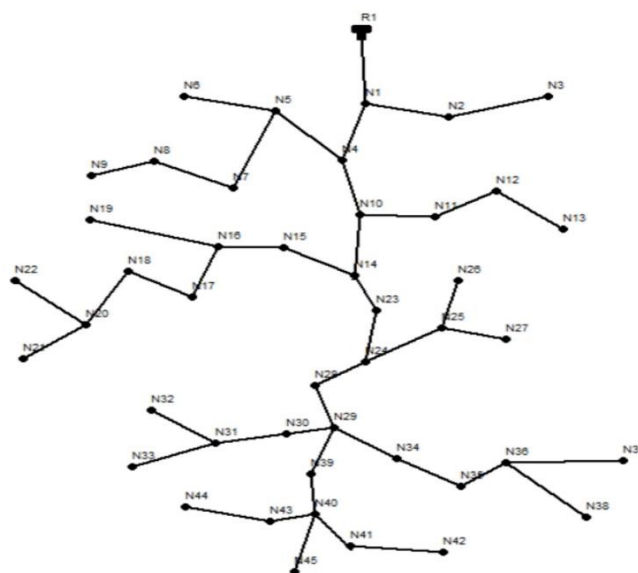
Q_{ri} : Débit concentré au nœud i (l/s).

VI.7. Dimensionnement du réseau

VI.7.1 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds de Village Tadert

Le réseau de distribution du notre zone d'étude prend une ossature ramifiée, les débits aux nœuds sont illustrés dans la figure (VI.4) et le tableau (VI.1) ci-après :

Figure (VI.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de village tadert



(logiciel EPANET version 2.0.12)

Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation

Tableau (VI.1) : Débits aux nœuds

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr(l/s)	Qn (l/s)
1	1--R	42.5	0.0012	0.051	0.0247
	1--2	36.3	0.0012	0.044	
	1--4	33.8	0.0012	0.04	
2	2--1	36.3	0.0012	0.044	0.05
	2--3	47.5	0.0012	0.057	
3	3--2	47.5	0.0012	0.057	0.0285
4	4--1	33.8	0.0012	0.04	0.0675
	4--5	41.8	0.0012	0.05	
	4--10	37.2	0.0012	0.045	
5	5--4	41.8	0.0012	0.05	0.04
	5--6	42.5	0.0012	0.051	
	5--7	66	0.0012	0.0792	
6	6--5	42.5	0.0012	0.051	0.0255
7	7--5	66	0.0012	0.0792	0.065
	7--8	42.3	0.0012	0.05	
8	8--7	42.3	0.0012	0.05	0.039
	8--9	23.6	0.0012	0.028	
9	9--8	23.6	0.0012	0.028	0.014
10	10-- 4	37.2	0.0012	0.046	0.08
	10--11	29.6	0.0012	0.0355	
	10--14	65.1	0.0012	0.078	
11	11--10	29.6	0.0012	0.0355	0.035
	11--12	28.6	0.0012	0.034	
12	12--11	28.6	0.0012	0.034	0.034
	12--13	42.3	0.0012	0.051	
13	13--12	42.3	0.0012	0.051	0.0255
14	14--11	65.1	0.0012	0.078	0.075
	14--15	35.3	0.0012	0.042	
	14--23	25.5	0.0012	0.03	
15	15--14	35.3	0.0012	0.042	0.038
	15--16	28.6	0.0012	0.034	
16	16--15	28.6	0.0012	0.034	0.026
	16--17	33	0.0012	0.396	
	16--19	71.5	0.0012	0.0858	
17	17--16	33	0.0012	0.0396	0.0363
	17--18	27.8	0.0012	0.033	
18	18--17	27.8	0.0012	0.033	0.0365
	18--20	33.3	0.0012	0.04	
19	19--16	71.5	0.0012	0.0858	0.0429
20	20--18	33.3	0.0012	0.04	0.0635
	20--21	25.8	0.0012	0.03	

	20--22	47.4	0.0012	0.057	
21	21--20	25.8	0.0012	0.03	0.015
22	22--20	47.4	0.0012	0.057	0.0285
23	23--14	25.5	0.0012	0.03	0.033
	23--24	30.5	0.0012	0.0366	
24	24--23	30.5	0.0012	0.0366	0.0608
	24--25	47.9	0.0012	0.057	
	25--28	23.6	0.0012	0.028	
25	25--24	47.9	0.0012	0.057	0.0604
	25--26	29.8	0.0012	0.0358	
	25--27	23.5	0.0012	0.028	
26	26--25	29.8	0.0012	0.0358	0.0179
27	27--25	23.5	0.0012	0.028	0.014
28	28--24	23.6	0.0012	0.0282	0.0311
	28--29	28.6	0.0012	0.034	
29	29--28	28.6	0.0012	0.034	0.048
	29--30	21.8	0.0012	0.026	
	29--34	29.6	0.0012	0.0355	
30	30--29	21.8	0.0012	0.026	0.03
	30--31	27.6	0.0012	0.033	
31	31--30	27.6	0.0012	0.033	0.0585
	31--32	29.2	0.0012	0.035	
	31--33	40.8	0.0012	0.049	
32	32--31	29.2	0.0012	0.035	0.0175
33	33--31	40.8	0.0012	0.049	0.0245
34	34--29	29.6	0.0012	0.0355	0.04
	34--35	37.8	0.0012	0.045	
35	35--34	37.8	0.0012	0.045	0.0358
	35--36	22.2	0.0012	0.0266	
36	36--35	22.2	0.0012	0.0266	0.0835
	36--37	54.5	0.0012	0.0654	
	36--38	62.5	0.0012	0.075	
37	37--36	54.5	0.0012	0.0654	0.0327
38	38--36	62.5	0.0012	0.075	0.0375
39	39--29	28.8	0.0012	0.0345	0.035
	39--40	29.8	0.0012	0.0358	
40	40--41	27.2	0.0012	0.0326	0.049
	40--43	22.4	0.0012	0.0269	
	40--45	31.5	0.0012	0.0378	
41	41--40	27.2	0.0012	0.0326	0.04
	41--42	39.8	0.0012	0.048	
42	42--41	39.8	0.0012	0.048	0.024
43	43--40	22.4	0.0012	0.0269	0.0334
	43--44	34	0.0012	0.04	
44	44--43	34	0.0012	0.04	0.02
45	45--41	31.5	0.0012	0.0378	0.019

VI.7.2 : Présentation du logiciel EPANET :

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

VI.7.2 .1 : Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

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

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

VI.7.3. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Les conditions sont des vitesses comprise entre 0,5 et 1,5 m/s et les pressions aux nœuds ne doit pas dépasser 60 m.c.e (6 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont donnés en (Annexe 3)):

Les résultats obtenus sont regroupe dans les tableaux ci-après

Tableau VI.2) : Détermination des diamètres du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit(l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge Unit.(m/km)
Tuyau 1	42.5	141	3.9	1.38	3.84
Tuyau 2	36.3	27.2	0.26	1	15.32
Tuyau 3	47.5	16	0.26	0.74	40.59
Tuyau 4	33.8	141	3.64	1.3	4.18
Tuyau 5	41.8	53.6	0.47	1.34	19.89
Tuyau 6	42.5	16	0.25	1.07	61.07
Tuyau 7	66	34	0.17	1.29	65.41
Tuyau 8	42.3	26	0.14	1.11	56.53
Tuyau 9	23.6	16	0.11	0.77	32.77
Tuyau10	37.2	110.2	3.17	1.1	9.53

Tuyau11	29.6	26	0.29	0.99	81.53
Tuyau12	28.6	19	0.29	0.76	112.7
Tuyau13	42.3	19	0.25	0.0.66	38.76
Tuyau14	65.1	96.8	2.88	1.25	15.62
Tuyau15	35.3	76.8	0.73	1.26	53.47
Tuyau16	28.6	76.8	0.73	1.1	59.18
Tuyau17	33	16	0.23	0.67	84.87
Tuyau18	27.8	53.6	0.5	1.35	71.68
Tuyau19	71.5	42.6	0.5	1.17	83.67
Tuyau20	33.3	34	0.5	0.95	45.05
Tuyau21	25.8	16	0.22	0.63	69.9
Tuyau22	47.4	16	0.28	0.74	77.08
Tuyau23	25.5	76.8	2.15	1.2	15.43
Tuyau24	30.5	42.6	2.15	1.32	19.98
Tuyau25	47.9	34	0.32	1.18	43.19
Tuyau26	29.8	16	0.18	0.63	39.61
Tuyau27	23.5	16	0.14	0.71	109.3
Tuyau28	23.6	34	1.83	1.34	23.5
Tuyau29	28.6	34	1.83	1.1	26.87
Tuyau30	21.8	27.2	0.52	1.15	37.65
Tuyau31	27.6	26	0.52	0.89	43.17
Tuyau32	29.2	16	0.28	0.79	71.3
Tuyau33	40.8	16	0.24	0.57	113.23
Tuyau34	28.8	27.2	0.6	1.3	26.2
Tuyau35	29.8	27.2	0.6	1.07	30.66
Tuyau36	27.2	26	0.6	1.04	39.1
Tuyau37	39.8	16	0.33	0.63	67.99
Tuyau38	22.4	16	0.28	0.97	103.3
Tuyau39	34	26	0.7	1.25	28.43
Tuyau40	31.5	26	0.7	0.81	31.09
Tuyau41	27.2	19	0.25	0.81	59.7
Tuyau42	39.8	16	0.22	0.62	61.9
Tuyau43	22.4	19	0.23	0.56	35.5
Tuyau44	34	16	0.2	0.58	49.51
Tuyau45	31.5	16	0.22	0.77	98.2

des vitesses comprise entre 0,5 et 1,5 m/s

Tableau VI.3 : détermination des pressions

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud 1	553.2	0.0247	12.79
Noeud 2	548.3	0.05	16.72
Noeud 3	557.4	0.0285	19.24
Noeud 4	538.8	0.0675	21.21
Noeud 5	554.3	0.04	24.98
Noeud 6	552.8	0.0255	26.65
Noeud 7	527.5	0.065	18.81
Noeud 8	534.5	0.039	16.16
Noeud 9	529.1	0.014	15.74
Noeud 10	514	0.08	23.793
Noeud 11	515.6	0.035	25.69
Noeud 12	523.8	0.034	27.85
Noeud 13	507.2	0.0255	55.4
Noeud 14	493.1	0.075	25.47
Noeud 15	502.8	0.038	31.53
Noeud 16	504	0.026	31.57
Noeud 17	511.3	0.0363	35.41
Noeud 18	486.4	0.0365	38.8
Noeud 19	495.9	0.0429	41.28
Noeud 20	462.5	0.0635	42.74
Noeud 21	440	0.015	44.91
Noeud 22	487.2	0.0285	45.28
Noeud 23	485.8	0.033	29.51
Noeud 24	453.5	0.0608	31.93
Noeud 25	473.6	0.0604	35.18
Noeud 26	494.6	0.0179	39.83
Noeud 27	469	0.014	38.27
Noeud 28	441.8	0.0311	33.94
Noeud 29	425.9	0.048	35.24
Noeud 30	423.8	0.03	36.01
Noeud 31	418.3	0.0585	38.24
Noeud 32	433.4	0.0175	47.18
Noeud 33	409.2	0.0245	45.54
Noeud 34	413.4	0.04	38.95
Noeud 35	404	0.0358	40.19
Noeud 36	413.5	0.0835	43.52
Noeud 37	408.3	0.0327	45.09
Noeud 38	378.6	0.0375	47.65
Noeud 39	405.6	0.035	38.89
Noeud 40	380.5	0.049	40.66
Noeud 41	365.7	0.04	41.99
Noeud 42	363	0.024	42.82
Noeud 43	376.4	0.0334	41.45
Noeud 44	381.4	0.02	42.08
Noeud 45	328.2	0.019	41.92

Les sens d'écoulement et débit aux tronçons de la zone étudié sont représentés dans la figure (VI.4) suivante

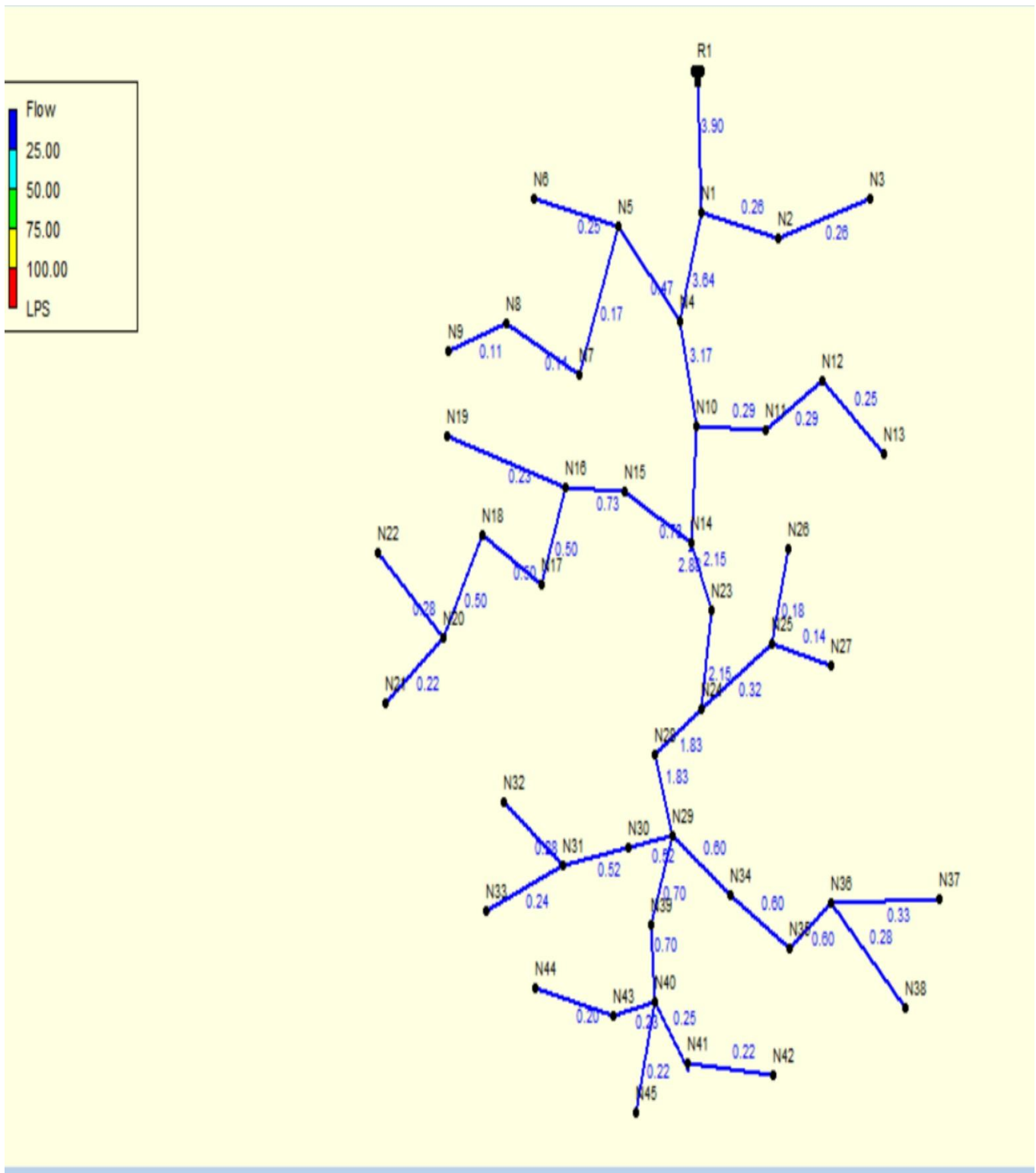


Figure (VI.4) : Sens d'écoulement et de débit au niveau des tronçons (logiciel EPANET version 2.0.12)

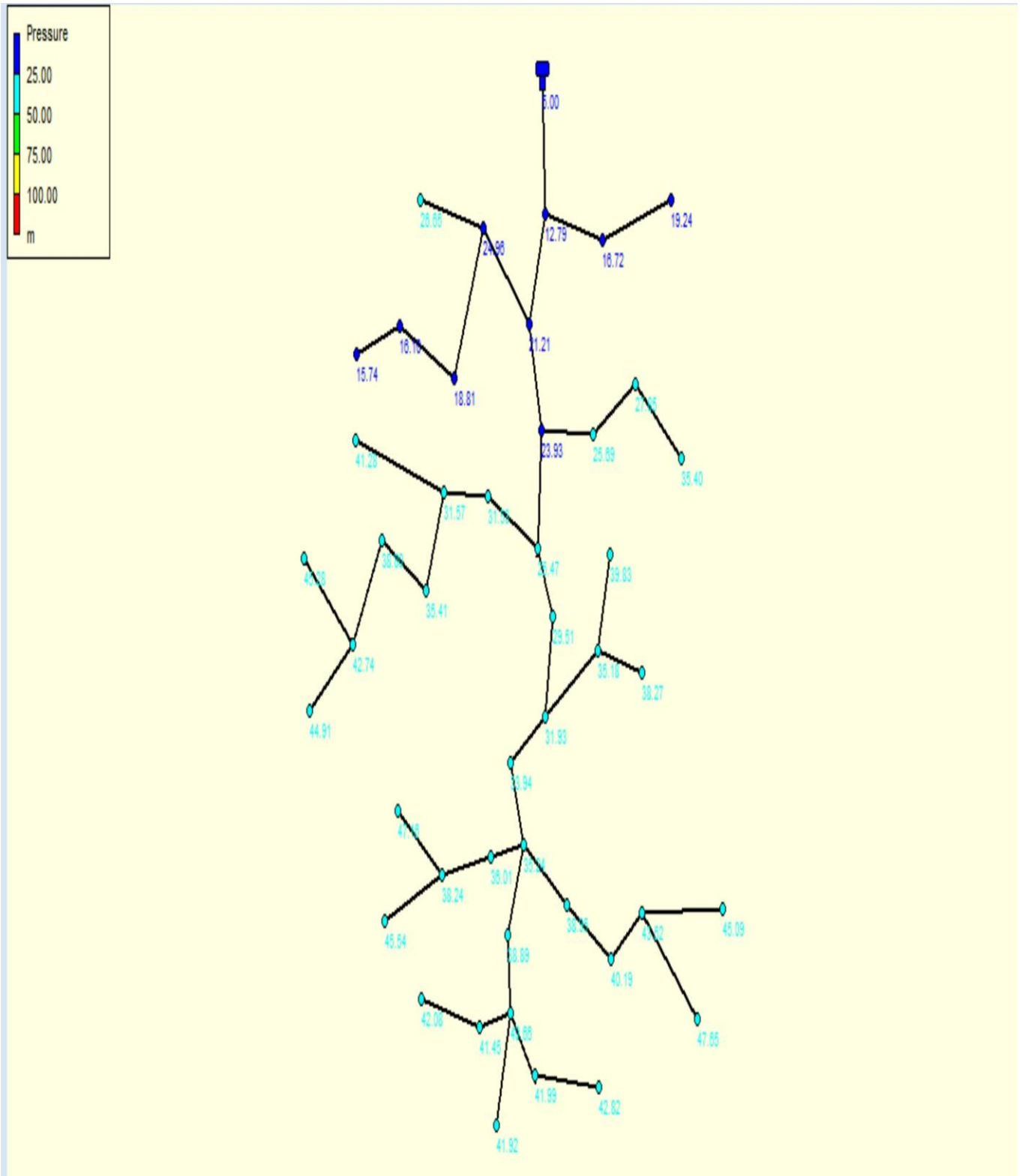


Figure (VI.5) : Sens d'écoulement et de pression au niveau des tronçons (logiciel EPANET 2.0.12)

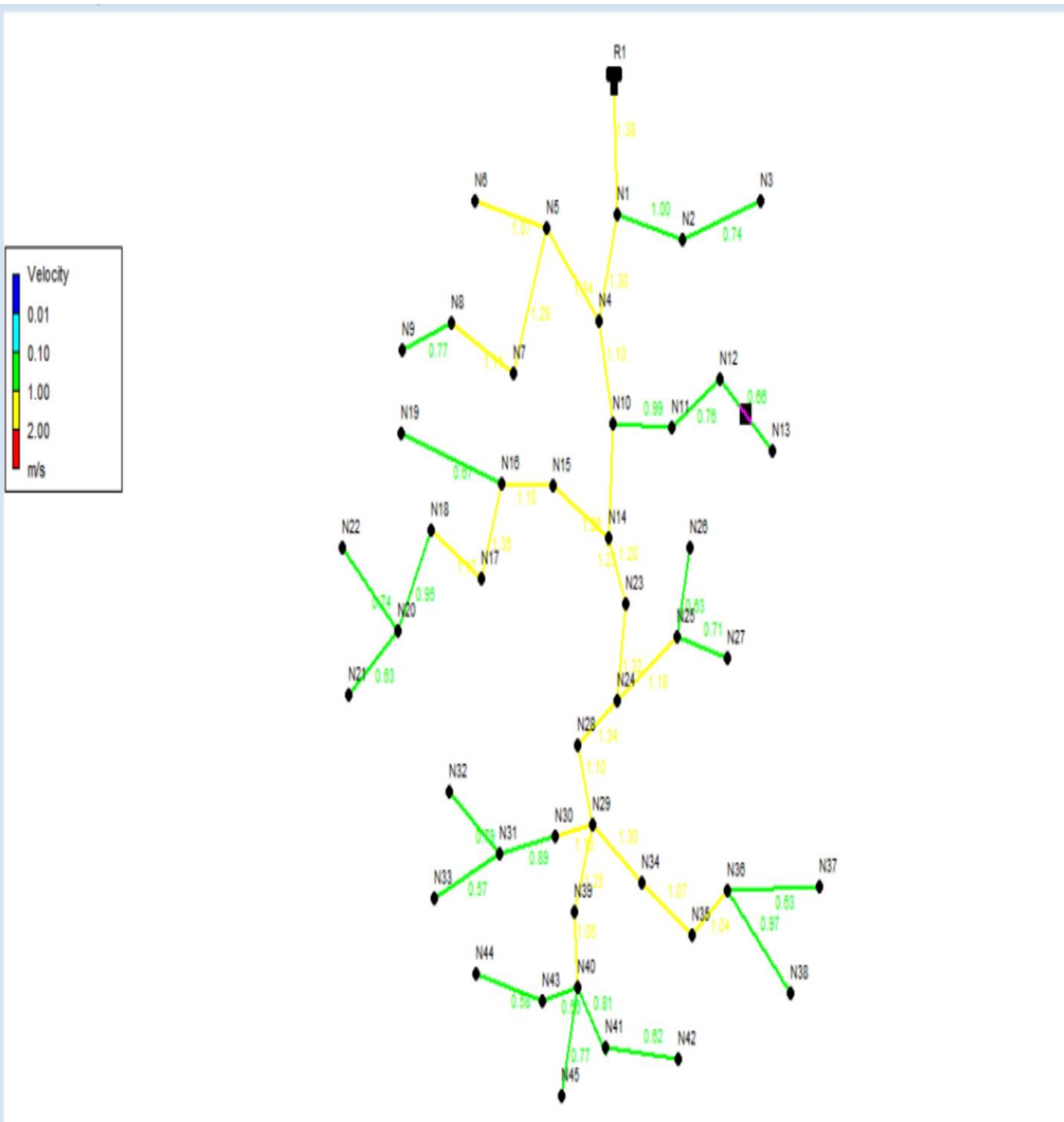


figure (VI.6) : Sens d'écoulement et les vitesses du réseau (logiciel EPANET 2.0.12)

IV.8.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution de village Tadert dont le réseau est de type ramifié, nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons nous avons également vérifié les vitesses qui devraient être comprises entre (0,5 et 1,5 m/s), et les pressions au niveau de ces tronçons et des nœuds qui ne doit pas dépasser 60 m c.e (6 bars) .

La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel EPANET.

Chapitre VII

Coup de bélier

VII.1- Introduction :

Le coup de bélier, en hydraulique est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de suppression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite, subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde).

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire. (mémoire Rahal. A) 2020

VII.2. Cause du phénomène:

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants :

- ❖ Fermeture instantanée d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- ❖ Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- ❖ Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- ❖ Démarrage ou arrêt d'une pompe dépitant dans une conduite déjà alimentée.
- ❖ Modification de la vitesse d'une pompe ;
- ❖ La mise en marche des pompes dans les conduites en charge par refoulement.

VII.3. Conséquences du phénomène :

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

- ❖ Déboîtement ;
- ❖ Détérioration des joints ;
- ❖ Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- ❖ Détérioration du revêtement intérieure ;

Rupture de la conduite

Eclatement de à la surpression.

Ecrasement de à la dépression.

VII.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti bélier devons avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. Parmi ces moyens, on trouve :

- ❖ Volant d'inertie ;
- ❖ Soupape de décharges ;
- ❖ Les ventouses ;
- ❖ Clapet by-pass,
- ❖ Cheminée d'équilibre ;
- ❖ Les réservoirs d'air ;
- ❖ Vanne de fermeture lente.

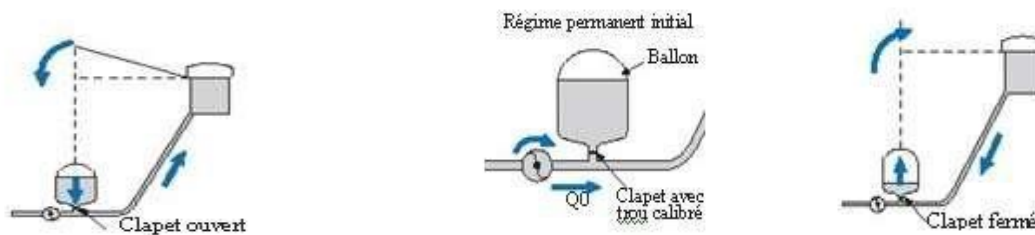


Figure (VII-1) : Cas d'arrêt brusque d'une pompe

VII.4-1- volant d'inertie :

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur.

Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Ce système est généralement peut ou non utilisable, car :

- ◆ Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement ;
- ◆ Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique(trèscoûteux)
- ◆ Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre a démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible ;

- ◆ Ce dispositif est limit la protection des conduites  longueurs de 60. refoulement faible ou moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

VII.4-2- Soupapes de décharge :

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort  boudin ; ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond  la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ)  la pression normale.

L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.



Figure (VI-2) : soupape de décharge (snh.robinetterie.com)

VII.4-3- Les ventouses :

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



Figure (VII-3) : une ventouse. (Made in Algeria.com)

VII.4-4- Cheminée d'équilibre :

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale, elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire.

Elle présente certains avantages, à savoir :

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

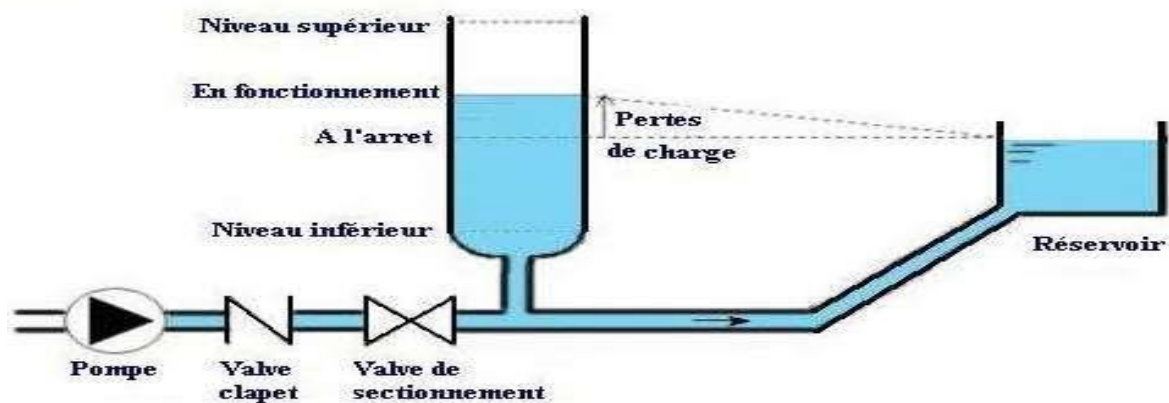


Figure (VI-4): cheminé d'équilibre .(mémoire Rahal. A.2020)

VII.4-5- Le réservoir d'air :

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée

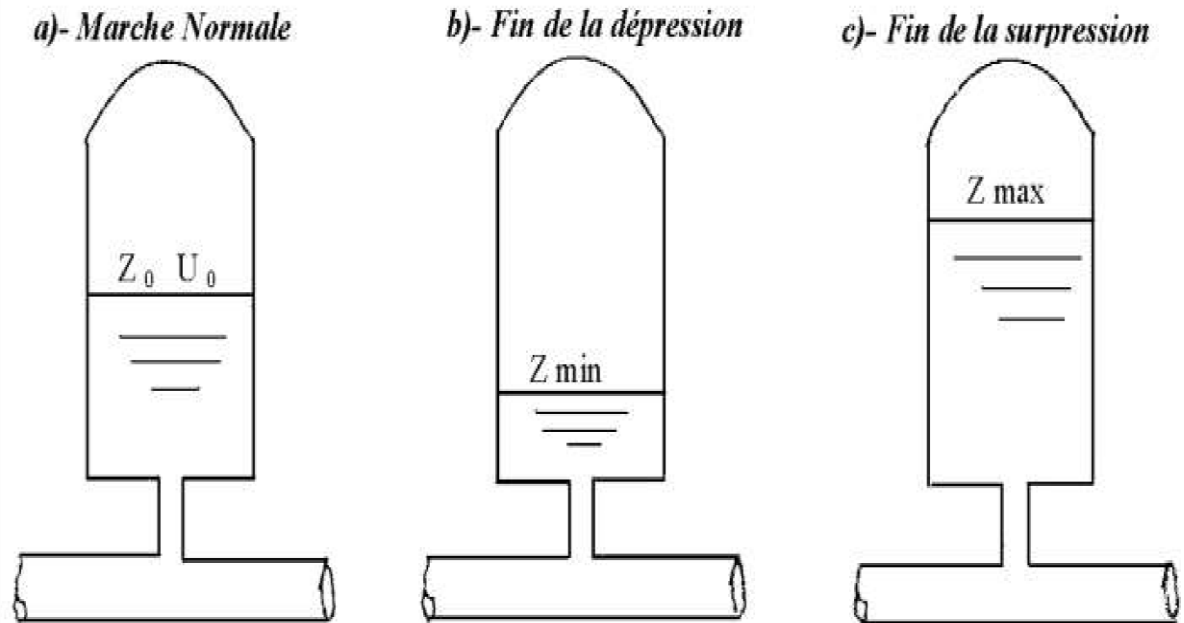


Figure (VI-5): Réservoir d'air (euro.expos.com)

dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite, Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche

VII.5. Calculs hydrauliques :**VII-5.1. Données de basse :**

Les caractéristiques de la conduite de refoulement pour chaque tronçon considéré sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Valeurs des caractéristiques des conduites de refoulement.

Caractéristiques de la conduite	
Longueur L [m]	2347
Débit Q [m ³ /s]	0.0237
Hauteur géométrique : H _g [m]	127
Vitesse d'écoulement : V [m/s]	0.653
Diamètre de la conduite : Φ [m]	0.215
Section de la conduite : S [m ²]	0.0314
Epaisseur de la conduite : e [m]	0.0274
Rugosité de la conduite : K [m]	D<200mm → K=10 ⁻² =0.01mm D>200mm → K=5×10 ⁻² =0.05mm

VII.5.2. Calcul de la dépression et la surpression :

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

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

Avec :

a : célérité de l'onde choc [m/s]

K : coefficient qui dépend du matériau.

D : Diamètre de la conduite [m]

e : Epaisseur de la conduite [m]

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + 0.01 \times \frac{0.2}{0.0274})}} = 1424.38 \text{ m/s}$$

L'intervalle de temps d'un aller-retour sera :

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 2347}{1424.38} = 3.3 \text{ m/s} \quad (\text{VII.2})$$

La valeur maximale du coup de Bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} = \frac{1424.38 \times 0.754}{9.81} = 109.5 \text{ m} \quad (\text{VII.3})$$

La surpression maximale sera :

$$H_{\max} = H_g + B = 127 + 109.5 = 236.5 \text{ m} \quad (\text{VII.4})$$

$$H_{\max} = 236.5 \text{ m} = 23.65 \text{ bars} < 25 \text{ bars.}$$

La dépression maximale sera :

$$H_d = H_g - B = 127 - 109.5 \quad (\text{VII.5})$$

$$H_d = 17.5 \text{ m} = 1.75 \text{ bars} < 20 \text{ bars.}$$

VII.6. Conclusion :

La surpression est de l'ordre de 23.65 bars, notre conduite en PEHD est à pression nominale PN25 bars, donc il n'y a pas de coup de bélier (inutile d'installer un anti bélier).

Conclusion générale :

A la lumière de cette étude nous avons tenté de résoudre la problématique d'insuffisance d'eau potable de Village Tadert, la commune Azzazga.

Après avoir estimé les différents besoins en eau actuels et à long terme, on a été confronté à un débit maximal journalier de 23.7l/s pour tout le village.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons projeté un réservoir, d'une capacité de 500 m³.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons étudié trois variantes d'adduction tout en veillant à choisir des diamètres qui nous offrent des vitesses d'écoulement appréciables, et qui sont économiquement abordables, à savoir des diamètres de 200, 215 et 315 mm.

En ce qui concerne le dimensionnement des conduites gravitaires, nous avons choisi le diamètre 200, mm.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, a été réalisé par le logiciel CAPRARI, qui donne des résultats plus précis que l'utilisation d'un catalogue.

Nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Tadert. C'est un réseau qui sera de type ramifié vu le tissu urbain de l'agglomération, ce dernier sera en PEHD PN10, d'une longueur totale de 1632 m. Le réseau est dimensionné pour véhiculer un débit de 2.015 l/s sur 30 ans dans un cas de pointe et plus sinistres.

Une vérification du risque d'apparition du coup de bélier a été faite. On a constaté qu'il n'y a pas de risque contre ce phénomène.

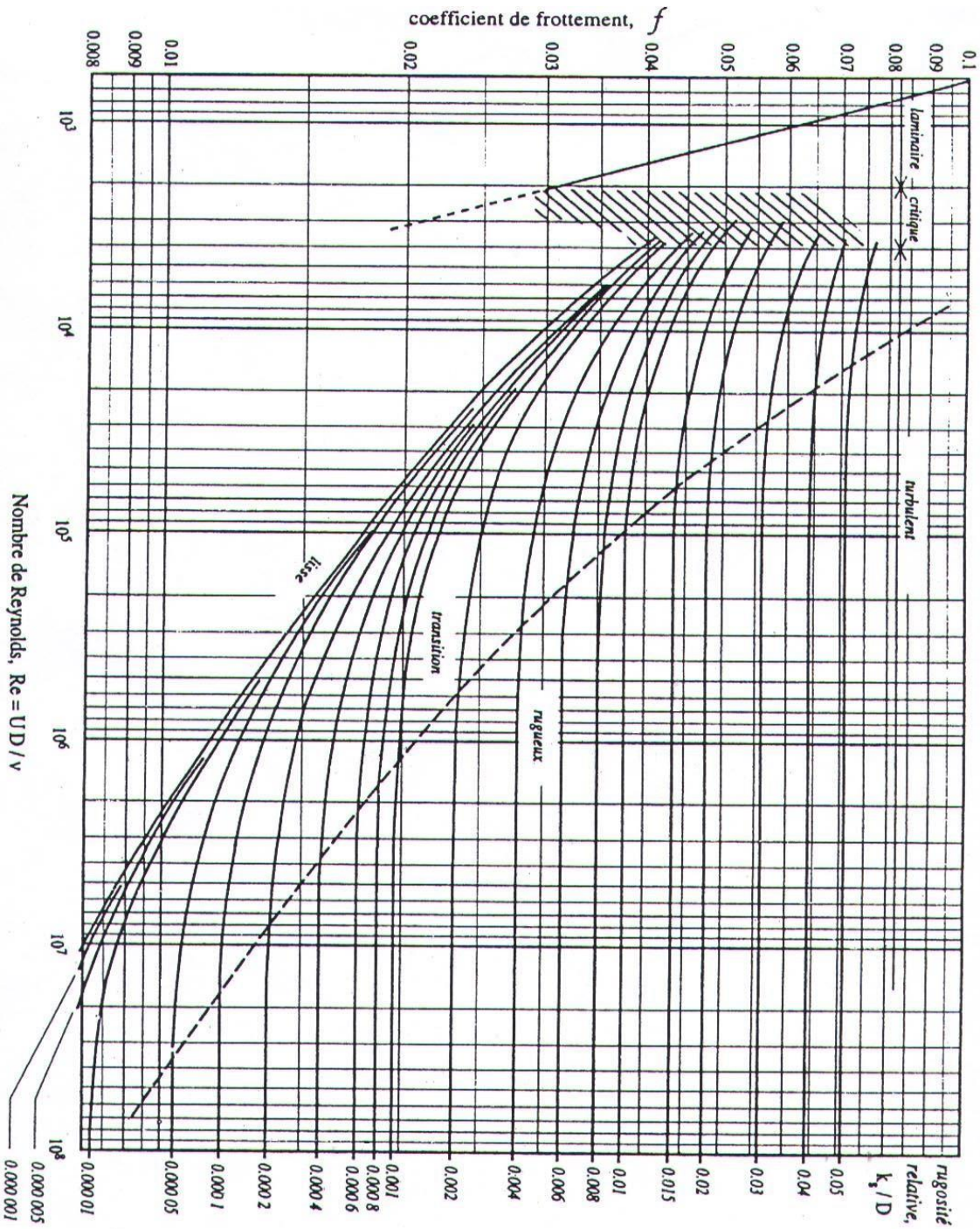
Ce travail nous a permis de nous initier aux différents problèmes qui peuvent se présenter lors de la conception et de l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable, tout ça en s'appuyant sur les moyens informatiques qui représentent les nouvelles tendances en ingénierie.

Enfin, on espère que ce modeste travail puisse servir d'approche pour la réalisation de ce projet.

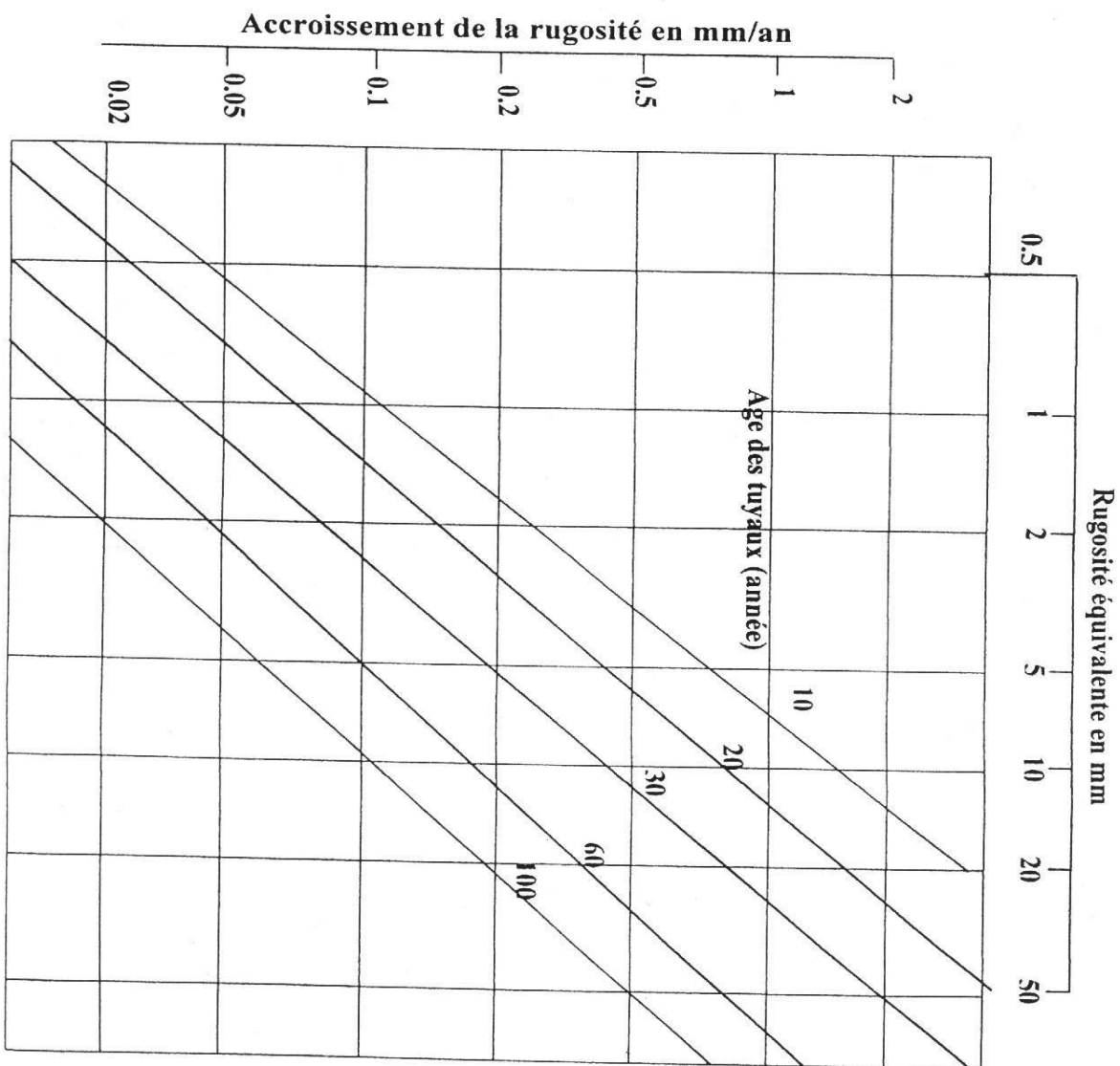
Bibliographie :

- [1] : **BONNIN, J.** « hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles, 1977.
- [2] : **DUPONT, A.** « hydraulique urbaine ». Tome II. Edition Eyrolles. Paris 1977.
- [3] : **CARLIER, M.** « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles, 1980
- [4] : **PERNES, P.** Hydraulique unidimensionnelle : partie 2 , coup de bélier et phénomène d'oscillation en masse , pompes centrifuge , Edition Cemagref . Massy 2004
- [5] : **J. BONNI :** « Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 1982.
- [6] : Bureau d'études (KHODJA) « PB 165 MECHTRAS .Boughni »
- [7] : Service technique de l'APC de Azazga
- [8] : Logiciel **EPANET** version 2.0.12
- [9] : Catalogue de choix de pompes **CAPRARI**
- [10] : <http://WWW.algerie:prix-construction;info>

Annexe 1 : Abaque de MOODY



Annexe 2 : abaque de Peter Lamont



Annexe 3 :

Tableau 1 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 10

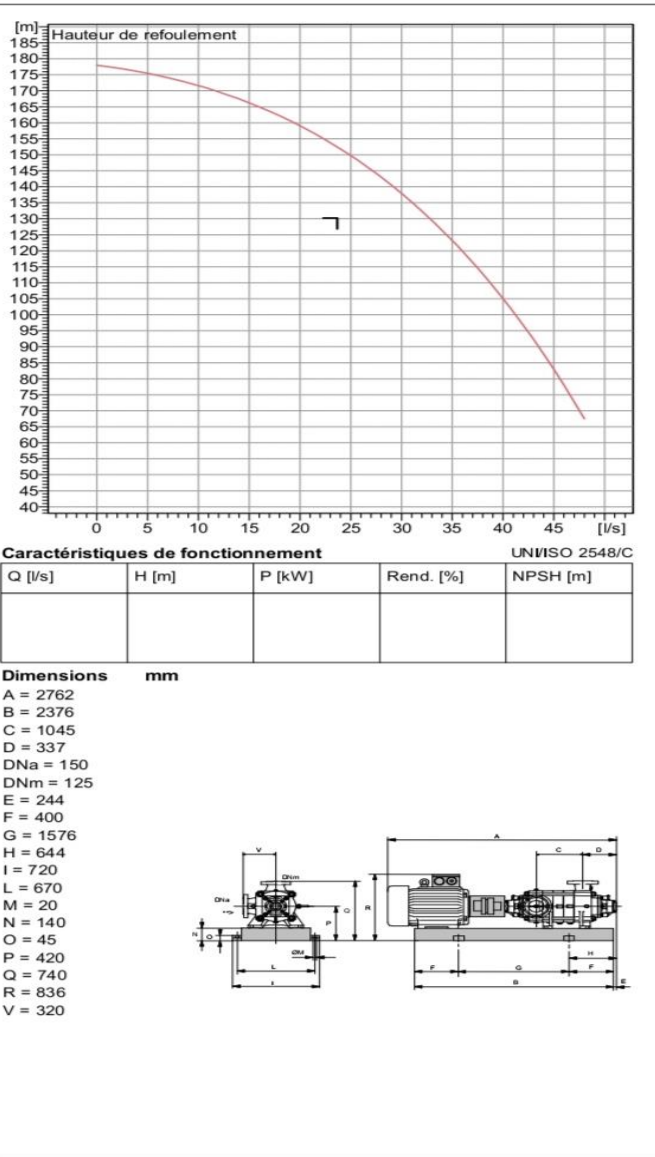
Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	77 .10
25	3.5	160.82
32	4.4	258.86
40	0.5	397.65
50	6.9	623.46
63	8.6	978.14
75	10.3	1396.72
90	12.3	1841.73
110	15.1	2710.81
125	17.1	3630.58
160	21.9	5930.53
200	27.4	9274.72
215	30.8	11726.67
315	43.1	22970.89
400	57.7	36992.01
500	45.5	41221.81
630	57.3	65805.32

Annexe 4

Caracteristique de de la pompes:



PM 125/ 10 F	
Caractéristiques requises	
Débit	23,7 l/s
Hauteur de refoulement	130 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	31,9 l/s
Hauteur de refoulement	133 m
Puissance absorbée	56,1 kW
Rendement	73,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	178 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	75 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	1370 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



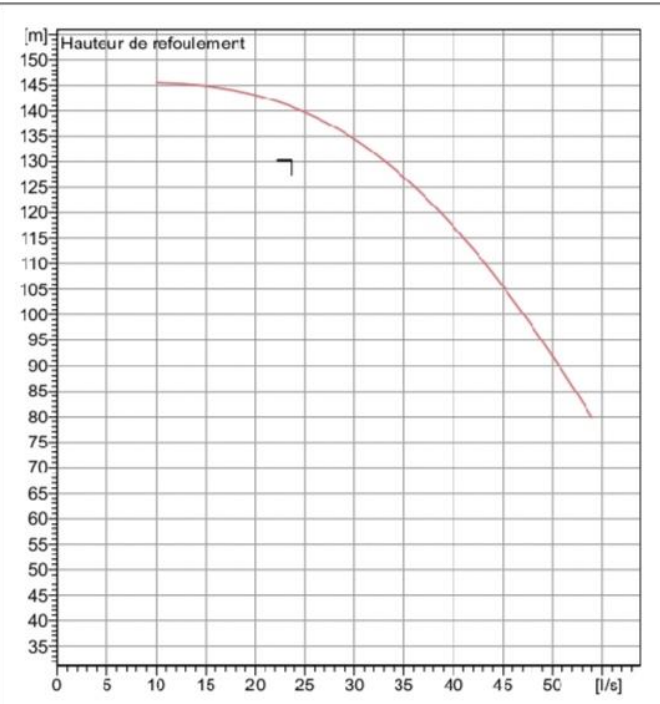
Notes:			
Date 22.09.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°



Modena - Italy

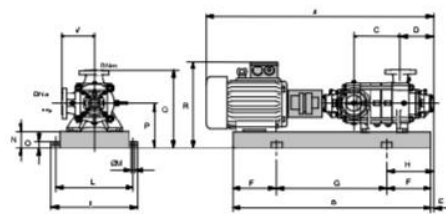
COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 2 B	
Caractéristiques requises	
Débit	23,7 l/s
Hauteur de refoulement	130 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	31,3 l/s
Hauteur de refoulement	133 m
Puissance absorbée	52,9 kW
Rendement	76,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	146 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 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	752 kg



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 2040
 - B = 1415
 - C = 170
 - D = 293
 - DNa = 125
 - DNm = 100
 - E = 200
 - F = 250
 - G = 915
 - H = 450
 - I = 670
 - L = 620
 - M = 20
 - N = 140
 - O = 45
 - P = 420
 - Q = 690
 - R = 860
 - V = 270



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

Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos. N°
22.09.2021	1		

Annexe 5

Tableau 2:coefficient de variation maximale horaire de la consommation($K_{max h}$)

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

Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons établie les différentes étapes nécessaires pour l'étude d'AEP du village Tadert.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau des différentes catégories d'usagers à l'horizon 2051. Ensuite, nous avons projeté un réservoir de 500 m³, suivis d'une étude technico-économique pour trouver le diamètre des conduites d'adduction. Nous avons traité aussi la partie pompage, où on a choisi la pompe adéquate, suivi de la vérification du phénomène du coup bélier. Enfin on a terminé le travail par la conception du projet est la distribution.

Mots clés : AEP, adduction, réservoirs, pompe, coup de bélier, distribution.

Summary

As part of this final project study, we established different necessary steps to supply DWS study in town Tadert.

After presenting the project site, we began estimating water needs of different categories - using at the horizon 2051. Then we project a reservoir of 500 m³. followed by a technical and economic study to find the diameter of the intake pipes. We also treated the pumping part, or we have chosen the right pumps each section, followed by checking against the phenomenon of the ram stroke, finally we finished the project design is distribution.