



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**

Laboratoire d'**Hydraulique appliquée et environnement**

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

GHEMAM AMARA ABDELLATTIF

TANDJAOUI BOUALEM

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

Réhabilitation du réseau d'AEP de la région de Kherbet Siouf commune de Derrag (Wilaya de Médéa)

Soutenu le **29 /09 /2022** devant le jury composé de :

- Président : **SAKHRAOUI Fouad**
- Promoteur (s) : **SELLAOUI Adel**
- Examineur (s) : **BENSLIMANE Malika**

Dédicace

*Je voudrais dédie ce modeste travail tout spécialement
à mes chers parents, qui m'ont accompagné, aidé, soutenu
et encouragé tout le long de la réalisation de ce travail.*

Je dédie également ce mémoire

A mon promoteur Mr Sellaoui Adell

A mes frères Boualem Abdelhak Abdelhafid Farouk Rami

Tous mes amis et toutes mes amies universités

A tous les enseignants département d'hydraulique

ABDELHAFID

Dédicace

*Je voudrais dédie ce modeste travail tout spécialement
à mes chers parents, qui m'ont accompagné, aidé, soutenu
et encouragé tout le long de la réalisation de ce travail.*

Je dédie également ce mémoire

A mon promoteur Mr Sellaoui Adell

A mes frères Abdelattif Abdelhak Abdelhafid Farouk Rami

Tous mes amis et tous mes amis universités

A tous les enseignants département d'hydraulique

BOUALEM

Sommaire

Introduction Générale.....	1
I.1. Introduction	2
I.2.Situation géographique	2
I.3 Equipements actuel de KHERBAT SIOUF	3
I.4 Analyse du milieu naturel	3
I.5 Hydrographie	3
I.6 Hydrogéologie	3
I.7 Eléments Climatiques	3
I.7.1 Températures	3
I.7.2 Précipitations	4
I.7.3 Vent	4
I.8 L'état de réseau de KHERBAT SIOUF	4
I.9 Situation démographique.....	4
I.10 Présentation de la situation existante.....	4
I.11Qualité des eaux	6
I.12 conclusion	7
II.1 Introduction	8
II.2 Estimation des populations futur.....	8
II.3 Besoins en eau	9
II.3.1 Besoin moyen journalier en eau potable domestique	9
II.3.2 Estimation des besoins des équipements publics	10
II.3.2.1.calcul de équipements futur.....	11
II.3.3 calcul des pertes	11
II.4 Besoin maximum journalier en eau potable « Q_{maxj} ».....	12
II.4.1 Consommation maximale journalière	12
II.5. Calcul du débit moyen horaire	13
II-5.1. Variation de la consommation horaire.....	13
II.5.1.1. Consommation maximale horaire	13
II.5.1.2. Consommation minimale horaire	14
II.5.3 Calcul de la consommation horaire en fonction du coefficient maximum horaire	15

II.6. Présente la Répartition des débits horaires normaux.....	16
II.7.Détermination de débit de pointe (Q_p)	18
II.8 .Bilan de comparaison (Besoins-Production) de la ville de Kherbat siouf.....	19
II.9.Conclusion.....	19
III.1 Introduction	20
III.2. Classification des réservoirs	20
III.3. Rôles d'un réservoir	20
III.4. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir	21
III.5. Les équipements d'un réservoir	21
III.6. Qualité de l'eau dans les réservoirs.....	22
III.7. Emplacement du réservoir.....	22
III.8. Choix du type du réservoir	22
III.9. Capacité du réservoir	23
III.9.1. La méthode analytique.....	23
III.9.1.1 Détermination de la valeur de P	23
III.9.2. Méthode graphique	24
III.10. Détermination de la capacité des réservoirs.....	24
III.10.1. Dimensionnement du R3	24
III.10.2. Dimensionnement du R1	26
III.10.3. Dimensionnement du R2	27
III.10.4.Calcul du diamètre des réservoirs.....	28
III.11. Conclusion	29
IV.1. Introduction.....	30
IV.2. Topologie des systèmes d'adduction	30
IV.2.1. Adduction gravitaire.....	30
IV.2.2. Adduction par refoulement.....	30
IV.3. Description du schéma d'adduction	30
IV.4. Critère de choix du tracé.....	30
IV.5. Choix du matériau de la conduite	31
IV.6. Les équipements du système d'adduction	32
IV.7. Prix des conduites	32
IV.8. Etude technico-économique	32
IV.8.1- Calcul du diamètre économique de la conduite	33

IV.8.2- Calcul de la vitesse.....	33
IV.8.3- Calcul des pertes de charges	33
IV.8.3.1- Les pertes de charges linéaires	33
IV.8.3.2- les pertes de charge singulières	35
IV.8.3.3- Les pertes de charge totales	35
IV.8.4- Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.....	35
IV.8.5- Puissance de pompage	35
IV.8.6- Energie consommée par la pompe	36
IV.8.7. Frais d'exploitation.....	36
IV.8.8. Frais d'amortissement	36
IV.8.9. Calcul du bilan.....	37
IV.9. Calcul du diamètre économique de l'adduction.....	37
IV.9.1. Tronçon barrage boutsilat- R3 (Adduction par refoulement).....	37
IV.9.2. Tronçon R3 \Rightarrow R2 (Adduction gravitaire)	39
IV.9.3. Tronçon R3 \Rightarrow R1 (Adduction gravitaire)	40
IV.10. Conclusion	41
V.1. Introduction	43
V.2. Classifications des pompes.....	43
V.2.1. Les turbopompes.....	43
V.2.1.2. Suivant la forme du corps de la pompe	44
V.2.1.4. Suivant la nature du fluide véhiculé	44
V.2.2. Les pompes volumétriques	44
V.3. Caractéristiques des pompes	45
V.3.1. Vitesse de rotation	45
V.3.2. Débit « Q » d'une pompe.....	45
V.3.3. La hauteur manométrique totale (Hmt)	45
V.3.4. La hauteur géométrique de refoulement (Hr)	45
V.3.5. La hauteur géométrique d'aspiration (Ha).....	45
V.3.6. Puissance (utile et absorbée).....	46
V.4. Les courbes caractéristiques des pompes	46
V.4.1. La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$]	46
V.4.2. La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$]	46
V.4.3. La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$]	46

V.5.Courbe caractéristique d'une conduite	47
V.6.Point de fonctionnement d'une pompe.....	48
V.7.Couplage des pompes	48
V.7.1. Couplage en série.....	49
V.7.2. Couplage en parallèle	49
V.8.Réalisation du point de fonctionnement désire.....	50
V.8.1 Première variante	50
V.8.2. Deuxième variante	51
V.8.3.Troisième variante	52
V.8.4.Quatrième variante.....	53
V.9. Etude de la cavitation.....	53
V.9. 1. NPSH requis (NPSH) r	54
V.9. 2. NPSH disponible (NPSH) d.....	54
V.9.2.1.Pour une alimentation en charge	54
VI.10. Choix de la pompe	55
V.11.Caractéristique de la conduite	56
V.12.Caractéristique de la pompe.....	56
V.13.Conclusion.....	57
VI.1. Introduction.....	58
VI.2. Classification des réseaux.....	58
VI.2.1. Réseau maillé	58
VI.2.2. Réseau ramifié	58
VI.2.3. Réseau étagé	59
VI.2.4. Réseau combiné.....	59
VI.3. Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires).....	59
VI.3.1.Les canalisations.....	59
VI.3.2.Robinets vannes.....	60
VI.3.3.Bouches ou poteau d'incendie.....	60
VI.3.4.Clapets	60
VI.3.5.Ventouses	60
VI.3.6.Régulateurs de pression.....	60
VI.3.7.Robinets de vidange (décharge)	60
VI.3.8.Pièces spéciales de raccord.....	60

VI.3.9.Les Tés	60
VI.3.10.Les coudes	60
VI.3.11.Les cônes de réduction	61
VI.4. Définition des tronçons.....	61
VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	61
VI.5.1. Débit de pointe	61
VI.5.2. Débit spécifique.....	61
VI.5.2.1.Zone 1	62
VI.5.2.2.Zone 2	62
VI.5.2.3.Zone 3	62
VI.5.3 .Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds	63
VI.5.4. Modélisation du réseau par logiciel Epanet	66
VI.5.5. Les étapes d'utilisation d'Epanet	66
VI.5.6. Modélisation du réseau.....	66
VI.5.7.Résultats après la simulation par logiciel Epanet (cas de pointe)	67
VI.5.8.Cas de pointe + incendie	73
VI.6.Conclusion	91
Conclusion générale	92

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Production des forages de KHERBAT SIOUF.....	5
Tableau I.2 : Analyses physico-chimiques des eaux de KHERBAT SIOUF.....	9
Tableau II.1: Estimation de la population à différents horizon	11
Tableau II.2 : Besoins en eau domestique futur	12
Tableau II.3 : Estimation des besoins en eau des équipements	13
Tableau II.4 : Besoin en eaux des équipements futur de la ville de KHERBAT SIOUF	14
Tableau II.5 : Débit moyen journalier de la ville de KHERBAT SIOUF avec majoration	14
Tableau II.6 : Besoin max en eau potable de la ville de KHERBAT SIOUF	15
Tableau II.7 : Besoin min en eau potable de la ville de KHERBAT SIOUF.....	16
Tableau II.8. : Les consommations Q_{moyh} ; Q_{maxj}	16
Tableau II.9. : β_{max} en fonction du nombre d’habitants.	17
Tableau II.10. : Détermination des valeurs de Q_{maxh} en fonction du nombre d’habitant et K_{maxh}	17
Tableau II.11. : Variation de β_{min} en fonction du nombre d’habitants	18
Tableau II.12. : Détermination des valeurs de Q_{mivh} en fonction du nombre d’habitant et K_{minh}	18
Tableau II.13. : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d’habitants	18
Tableau II.14 : Répartition des débits horaires des agglomérations	20
Tableau II.15. : présente la Répartition des débits horaires cumulé	21
Tableau II.16. : Présente Détermination de débit de pointe.....	23
Tableau II.17 : présente les Besoins-et la Production de la ville de Kherbat siouf	24
Tableau III.1 : dimensionnement du R3	31
Tableau III.2 : dimensionnement du R1	32
Tableau III.3 : dimensionnement du R2	33
Tableau IV-1 : Calcul de la H_{mt}	41
Tableau IV-2 : Calcul des frais d’exploitation.	42
Tableau IV-3 : Calcul des frais d’amortissement	42
TableauIV-4: Calcul du Bilan	42
Tableau IV-5 : Calcul des pertes de charge totales.....	43
Tableau IV-6 : Calcul des pertes de charge totales.....	44
Tableau V.1 : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température	58
Tableau VI.1 : Débits aux nœuds le cas de pointe.....	69
Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau.....	73
Tableau VI.3: Etat des conduites du réseau	75

Tableau IV: 4 : Etats des conduites dans le réseau (cas de pointe + incendie)	78
Tableau IV: 5: présenté de simulation des nœuds	84
Tableau IV: 6 : Etats des conduites dans le réseau	86
Tableau IV: 7 : Résultats de simulation Epanet (cas de pointe+incendie).	88
Tableau IV: 8 : Etats des conduites dans le réseau (cas de pointe + incendie)	90
Tableau IV.9: présenté Les résultats de simulation des nœuds	94
Tableau IV.10: présenté les résultats de simulation des tronçons	94

Liste des Figures

Figure I.1 : situation de KHERBAT SIOUF.	3
La Figure I.2 : montre l'emplacement des forages, et des réservoirs dans la ville de kherba siouf en logiciel Arc.....	9
Figure I.3: Schéma descriptif des ressources hydrique de kherbet siouf.....	9
Figure II.1 : Courbe intégrale de consommation horaire cumulée	24
Figure IV: Schema d'adduction.....	42
Figure V.1: Différents types de turbopompes.	47
Figure V.2: Différentes courbes caractéristiques d'une pompe	51
Figure V.3: Point de fonctionnement d'une pompe	51
Figure V.4: couplage en série	53
Figure V.5 : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage.....	55
Figure V.6 : Recherche du point de fonctionnement désiré par rognage	56
Figure V.7 : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage	56
Figure V.8 : Recherche du point de fonctionnement désiré par la variation de la vitesse de rotation ..	57
Figure V.9: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge	58
Figure V.10: Schéma de l'installation d'une pompe en charge	57
Figure V.11 : Schéma de l'installation d'une pompe en dépression.....	59
Figure V.12 : Le point de fonctionnement de la pompe	61
Figure VI.1 : Schéma du réseau zone1	71
Figure VI.2 : Schéma du réseau après la simulation.....	72
Figure VI.3 : Variation de la pression et du débit dans le réseau (cas de pointe + incendie)	78
Figure VI.4 : Schéma du réseau zone2.....	82
Figure VI.5 : Schéma du réseau après la simulation.....	83
Figure VI.6 : Variation de la pression et la vitesse dans le réseau (cas de pointe + incendie).....	88
Figure VI.7 Schéma du réseau zone 3.....	93
Figure VI.8 : Schéma du réseau après la simulation.....	94

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel (Annuité)
BL : Le bilan en (DA)
CTN : Côte Terrain Naturel en (m)
CTP : Côte Trop Plein en (m)
Dext : Diamètre extérieur,
Dint : Diamètre intérieur
DN : diamètre normalisé
E : Energie consommée par la pompe (KWh)
Fam : Frais d'amortissement,
e : Prix unitaire du K.W.h. en (DA)
e : Epaisseur de la conduite (mm),
g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 ,
h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m),
Ha : Hauteur d'aspiration en (m).
Hg : Hauteur géométrique en (m)
Hmt: La hauteur manométrique totale
H0 : Pression absolue de la conduite
Hincendie : Hauteur de la réserve d'incendie,
i : Taux d'annuité
I : Intensité débité par chaque anode (mA),
J : Pertes de charge par frottement en (m/ml)
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m)
JL : La perte de charge linéaire en (m)
JS : La perte de charge singulière en (m).
JT : La perte de charge totale en (m)
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ,
K0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs
Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal
Kmax.h : Coefficients de variation de consommation maximum horaire
Kmin.h : Coefficients de variation de consommation minimum horaire
L : Longueur de la conduite en m,
Leq : longueur équivalente du système,
m : Coefficient de rognage.
Ni: Nombre de consommateurs,
N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min)
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 25$ ans)
(NPSH) d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration
(NPSH) r : la charge nette minimale requise à l'aspiration
P : Puissance de pompage en (KWh)

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW)

P0 : Pression absolue

Pn : Population future à l'horizon considéré,

P0 : Population de l'année de référence,

PU : le prix unitaire de la conduite (DA/ml),

P% : Résidu maximal dans le réservoir (%)

S : Surface de la canalisation à protéger (m²),

Q : débit refoulé dans la conduite en m³/s.

Qmax.h : Débit maximal horaire en (m³/h),

Qmin.h : Débit minimal horaire en (m³/h),

Qmax.j : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année,

Qmin.j : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année,

Qmoyen journalier : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s,

Qmax.j : Consommation maximale journalière (m³/j)

q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons,

Re : Nombre de Reynolds,

r : Le pourcentage de rognage

S : section de la conduite,

T : Temps de fermeture des vannes,

T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h),

T : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite,

t : Nombre d'heure de pompage (h)

t : Temps de service = 25 ans,

U0 : volume d'air initial,

V : Vitesse d'écoulement en m/s,

V : volume nouveau de l'air,

Vf : Vitesse finale choisie,

Vmax : Volume maximal de stockage (m³)

Vm : moyenne arithmétique de la vitesse choisit.

Vtot = Volume total du réservoir (m³).

V incendie : Volume d'incendie,

Z : pression dans le réservoir d'air.

Z0 : pression absolue,

α : Coefficient de vieillissement

αmax : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort

βmax : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

v : Viscosité cinématique de l'eau,

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne (%)

ρ : Masse volumique de l'eau

η : Rendement de la pompe en %

δ0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal

λ : Coefficient de pertes de charge.

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.

Ainsi, l'étude s'articule autour des points suivants :

Nous débuterons notre travail par une présentation générale du site ainsi que les caractéristiques de la région. Ensuite nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eaux aux divers horizons, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à l'horizon projeté.

Dans le troisième volet consiste à la vérification de la capacité du réservoir a réalisé.

Dans le quatrième volet sera consacré au calcul Le dimensionnement des conduites d'adduction avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement, on a déterminé les diamètres avantageux.

.Dans le cinquième volet, consiste à l'étude du choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet.

Le dernier volet sera consacré à la simulation du réseau de distribution par logiciel Epanet, et la demande des consommateurs en débit et en pression.

I.1. Introduction

Il est nécessaire d'étudier la localisation géographique dans tout projet AEP et d'étudier tous les facteurs influant sur l'implantation de ce projet

I.2.Situation géographique

La commune de Kherbet Al-Seyouf est située dans le daïra de Derrag dans la Wilaya de Médéa, à proximité de la route nationale n° 60, et elle est entourée par la commune d'Aziz à l'est.

A l'ouest par la wilaya d'Ain Defla, au nord la commune d'Ould Hilal et ,au sud de la municipalité de Bawachi

La figure(I.1) représente les communes de la wilaya de Médéa

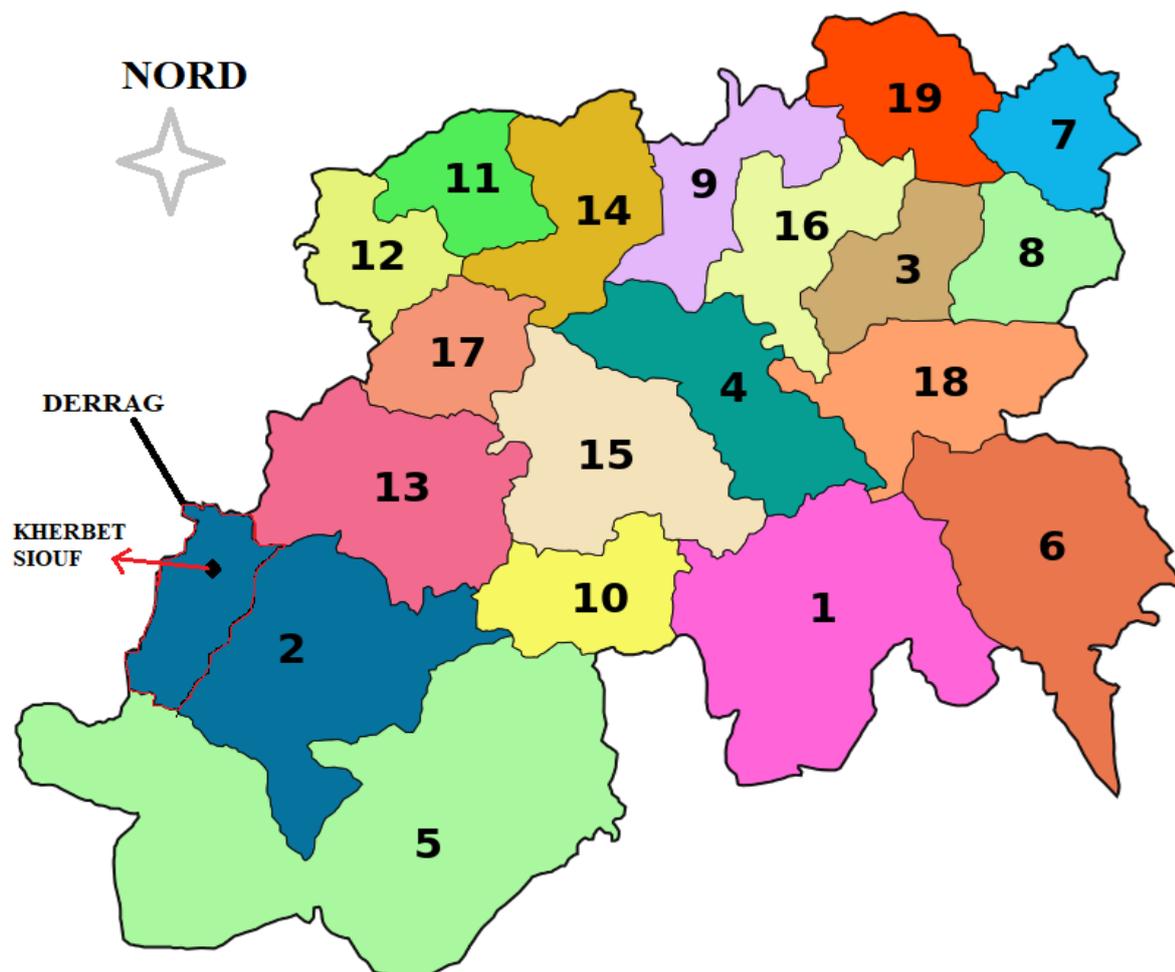


Figure I.1 : Situation de KHERBAT SIOUF [2]

I.3 Equipements actuel de KHERBAT SIOUF

Les équipements de la région de KHERBAT SIOUF actuels sont[5] :

- Une école primaire
- Agence postale
- Deux mosquées
- Siège de la garde communal
- Station de Naftal

Il existe d'autres équipements en cours d'étude après l'extension de KHERBAT SIOUF [5].

- CEM
- Stade de proximité
- Annexe APC
- Agence postale
- Hammam
- Bibliothèque.

I.4 Analyse du milieu naturel

L'analyse de l'environnement naturel dépend d'un certain nombre de facteurs et de variables environnantes qui affectent sa stratégie, et ces facteurs comprennent : les facteurs humains, les facteurs climatiques et les facteurs géologiques [3].

I.5 Hydrographie

Le réseau de kherbat siouf est dense et actif, car il reçoit les plus grandes quantités de précipitation au niveau de l'état de Médéa, et cela est dû aux altitudes qui dépassent le millier de mètres de longueur. [3].

I.6 Hydrogéologie

L'eau souterraine est considérée comme la plus grande source d'eau douce pour l'humanité. La présence d'eau souterraine dans les hautes zones de la commune de kherbat siouf a été étudiée et révélée, mais il n'y a pas de capacités hydrographiques pour le réservoir, ce qui rend difficile la l'exploiter.

I.7 Eléments Climatiques

I.7.1 Températures

La température moyenne de cette région pendant la saison hivernale est comprise entre 4,4 et 8,8 degrés Celsius pour les mois de décembre, janvier et février. Pendant l'été, elle oscille entre 20 et 38 degrés Celsius, la plus forte hausse atteignant 40,8 degrés Celsius [3].

I.7.2 Précipitations

La pluviométrie moyenne pour cette zone est de 630 mm/an, et cela est dû à son emplacement élevé

I.7.3 Vent

Le vent du nord-ouest souffle fortement en hiver et faiblit à l'automne et au printemps, mais en été, il a des vents du sud chauds et secs [3].

I.8 L'état de réseau de KHERBAT SIOUF

La commune de Kherbat Siouf est alimentée par un réseau constitué de canalisations en polyéthylène haute densité PEHD de diamètres compris entre DN20 et DN160 avec un PN10 et PN16 [2].

I.9 Situation démographique

La composante la plus importante des études urbaines, économiques et sociales est la population.

La population de la région est estimée à 2040 personnes, selon les statistiques du logement pour l'année 2018, et le taux de croissance démographique est estimé 1.8 % à moyen et long terme [3].

I.10 Présentation de la situation existante

La ville de kherba siouf est alimentée par deux forages. Ou l'ancien forage FR1 fournissait un débit de 5 l/s et a diminué à un débit de 3.6 l/s.

Quant au forage FR2, il était en moyenne de 5 l/s dans le passe mais maintenant à un débit de 3.24 l/s.

FR1 est relie a un réservoir d'une capacité de 250 m³, a une canalisation PEHD d'un diamètre de 110 mm et PN10.et FR2 il verse dans un réservoir d'une capacité de 50m³, avec un tuyau PEHD de diamètre 110 mm et PN10 [3].

Tableau I.1 : Production des forages de KHERBAT SIOUF [3]

Source	Débit l/s	Production mobilisé (m3/j)	Temps de pompage (heure)
Forage 01	3.6	259,2	20
Forage 02	3.24	233,28	20
Total	6.84	492.48	20

La Figure I.2 : Carte de l'emplacement des forages, et des réservoirs dans la ville de kherba siouf en logiciel Arc

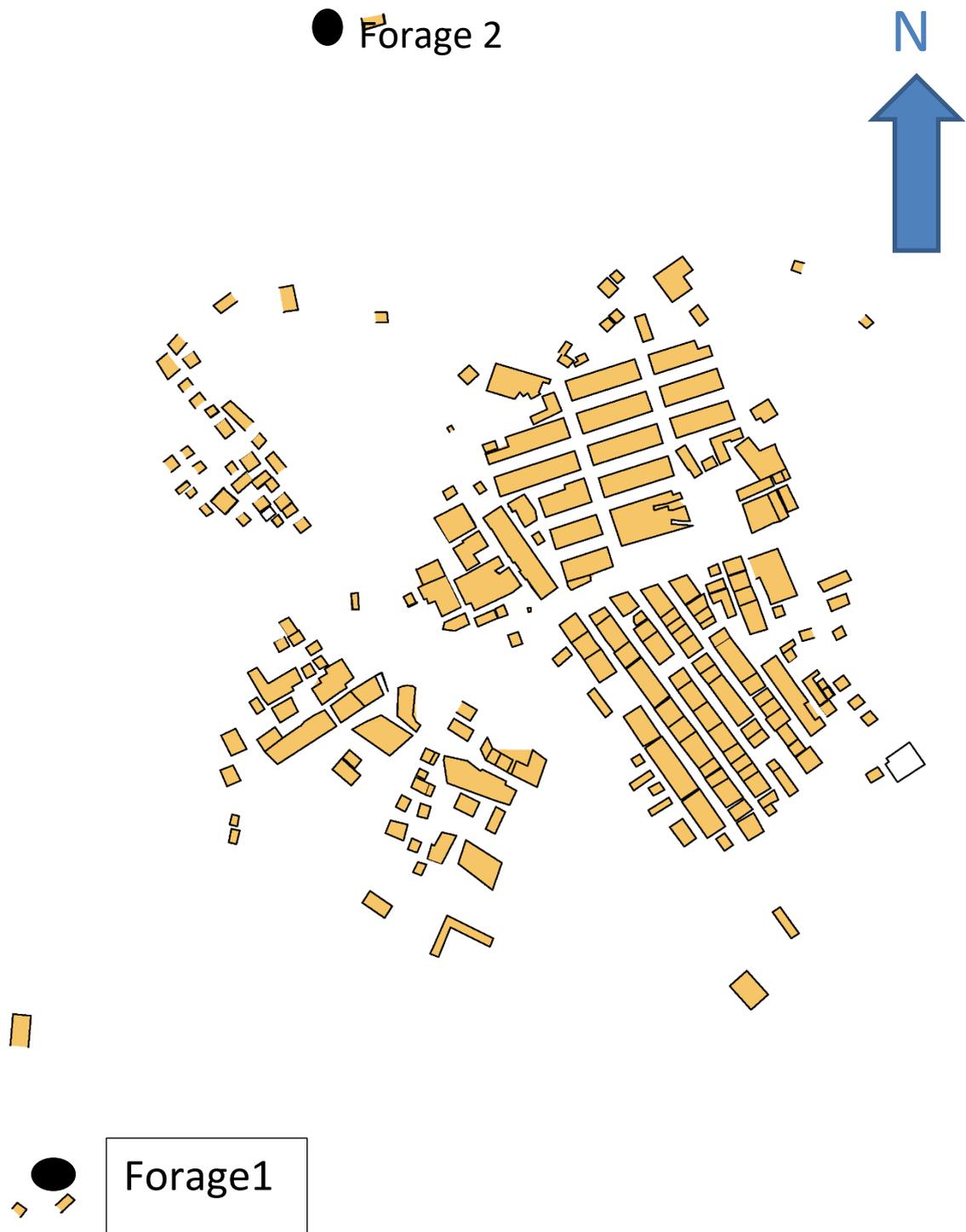


Figure (I-1) : Schéma descriptif des ressources hydrique de kherbet siouf [3]

I.11 Qualité des eaux

Les caractéristiques physiques, chimiques et bactériologiques sont le principal facteur déterminant la qualité de l'eau [5].

Le tableau suivant présente l'analyse obtenue pour un échantillon d'eau de Kherbet Al-Seyouf

Tableau I.2 : Analyses physico-chimiques des eaux de KHERBAT SIOUF [2]

Type d'analyse	Résultats F01	Résultats F02	NA 6360
Turbidité	0,93	0,84	5
pH	7,7	7,1	6,5 à 8,5
Température	19,5	18,6	
Conductivité	1540	1508	2800
Extrait sec	930	1020	2000
Chlore résiduel	0	0	
Dureté totale	420	436	500
Calcium	100,55	145	200
Magnésium	87,3	137	150
Alcalinité	160,58	254.2	2000
Chlorures	310	415	500
Sulfates	95,88	111,3	400
Nitrates	/	/	50
Nitrites	0	0	0,1
Phosphates	0	0	0,5
Ammonium	0	0	0,5
Fer total	0	0	0,3
Matières organiques	2,5	2,5	3
Potassium	5,5	10	20
Sodium	110	89	200

I.12 conclusion

Kherbat siouf est une municipalité affiliée à DERRAG dans la wilaya de MEDEA, qui contient une eau de bonne qualité, selon les études qui ont été menées.

Elle reçoit des pluies fortes et intenses, et cela est dû au fait qu'elle est située dans les hauteurs.

Son réseau de compose de canalisation PEHD et sa population est de 2040 habitants en 2018.

Elle est alimente par deux forages (F1 avec un taux de 3.6 l/s et F2 avec un taux de 3.24 l/s

II.1 Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons. L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.2 Estimation des populations futur

La population à long terme sera estimée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \quad \text{II.1}$$

P_n : La population à l'horizon de calcul ;

P_0 : La population à l'année de recensement 2018 ;

T : Le taux d'accroissement démographique, pris égal à 1.8 % sources (APC)

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population est donné dans le tableau

Tableau II.1: Estimation de la population à différents horizon

Horizon	2018	2022	2052
Zone1	1029	1106	1758
Zone2	847	910	1447
Zone3	164	177	281
Population totale	2040	2193	3486

II.3 Besoins en eau

II.3.1 Besoin moyen journalier en eau potable domestique

Compte tenu du mode de vie urbain et de ces activités, L'effectif actuellement recommandé par la commune du DERRAG est de 150 l/j/hab.

Par conséquent, la consommation quotidienne moyenne dans le pays est dérivée de la formule Les éléments suivants:

$$Q_{moyj} = D \times N / 1000 \text{ m}^3/j \quad \text{II.2}$$

Q_{moyj} : Consommation journalière moyenne

D : Distribution journalière ($J = 150 \text{ l/j/hab}$).

N : Nombre d'habitants (hab). (Voir Tableau II.2)

Tableau II.2 : Besoins en eau domestique futur

	Nombre d'habitants 2052	Q_{moy} (m ³)
Zone1	1758	263,7
Zone2	1447	217,05
Zone3	281	42,15
Totale	3486	522,9

II.3.2 Estimation des besoins des équipements publics

Tableau II.3 : Estimation des besoins en eau des équipements [3]

EQUIPEMENT EXISTANT		Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/cons)	$Q_{moy\ j} (m^3/j)$
Zone 1	Ecoles primaires	236	10	2.36
	01 Mosquée	300	15	4.5
	Agence postale	8	10	0.08
Total				6.94
Zone 2	Centre de santé	30	15	0.45
	01 Mosquée	250	15	3.75
Total				4.2
Zone 3	Garde communal	40	15	0.6
EQUIPEMENT EN COURS		Nombre de consommateurs	Dotation (l/j cons)	$Q_{moy\ j} (m^3/j)$
Zone 1	Stade	50	20	1
	CEM	300	10	3
Total				4
Zone 2	Hammam	100	50	5
	Siège APC	20	10	0.2
	Bibliothèque	50	10	0.5
	Station Naftal	10	10	0.1
Total				5.8
Zone 3	01 Mosquée	50	15	0.75
Total				0.75

II.3.2.1. calcul de équipements futur

$$\frac{Q \text{ équipements } \textit{actuel}}{Q \text{ domestique } \textit{actuel}} = \frac{Q \text{ équipements } \textit{futur}}{Q \text{ domestique } \textit{futur}} \quad \text{II.3}$$

Tableau II.4 : Besoin en eaux des équipements futur de la ville de KHERBAT SIOUF

Besoins domestique actuel (m³/j)	Zone1	165,9
	Zone2	136,5
	Zone3	26,55
Besoins domestique futur (m³/j)	Zone1	263,7
	Zone2	217,05
	Zone3	42,15
Besoins équipements actuel (m³/j)	Zone1	10.94
	Zone2	10
	Zone3	1.35
Besoins équipements futur (m³/j)	Zone1	17,39
	Zone2	15,90
	Zone3	2,14
Besoins domestique futur (m³/j)+ Besoins équipements futur (m³/j)		558,33

II.3.3 calcul des pertes

Il y a toujours une perte d'eau dans les réseaux d'adduction d'eau, et ces raisons sont exprimées par le facteur k_f , qui est le rapport entre le volume annuel des factures et le volume annuel des produites. Quant à l'entretien reconnu les pertes, elles sont évaluées à 20% et la relation qu'elle exprime par la relation suivante [4] :

$$Q_f = K_f * (Q_{\text{moyj}} + Q_{\text{equi}}) \quad \text{II.3}$$

$$K_f = 1.2$$

Tableau II.5 : Débit moyen journalier de la ville de KHERBAT SIOUF avec majoration

	Zone1	Zone2	Zone3	Total
Besoins domestique (m ³ /j)	263,7	217,05	42,15	522,9
Besoins équipement (m ³ /j)	17,39	15,90	2,14	35,43
Besoins domestique +équipements (m ³ /j)	281,09	232,95	44,29	558,33
la perte (20%) en (m ³ /j)	56,2179	46,59	8,85	111,66
Q _{moyjmaj} (m ³ /j)	337,31	279,54	53,15	670

II.4 Besoin maximum journalier en eau potable « Q_{maxj} »

II.4.1 Consommation maximale journalière

Il est important de connaître la consommation quotidienne maximale, et nous pouvons la trouver à travers l'équation suivante [4] :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moyjmaj}} \quad (\text{avec majoration}) \quad \text{II.4}$$

Ou :

- K_{maxj} : c'est le coefficient de perte d'eau et d'erreurs estimées et représente le nombre de fois ou la quantité d'eau a passé la limite proportionnelle. Taux moyen annuel d'accroissement

Pour notre cas k_{maxj}=1,05

Tableau II.6 : Besoin max en eau potable de la ville de KHERBAT SIOUF

	Zone1	Zone2	Zone3	Total
Q _{moyjmaj} (m ³ /j)	337,31	279,54	53,15	670
K _{maxj}	1,05			
Q _{maxj} (m ³ /j)	354,1755	293,517	55,8075	703,5
Q _{maxj} (l/s)	4,099	3,397	0,646	8,142

•K_{minj}: coefficient d'irrégularité minimum et que ce coefficient varie entre 0,7 à 0,9 Pour notre cas nous prenons K_{min}=0.8 pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins.

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyjmaj}} * K_{\min j} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad \text{II.5}$$

Tableau II.7 : Besoin min en eau potable de la ville de KHERBAT SIOUF

	Zone1	Zone2	Zone3	Total
$Q_{\text{moyjmaj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	337,31	279,54	53,15	670
K_{minj}	0,8			
$Q_{\text{minj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	269,848	223,632	42,52	536
$Q_{\text{minj}} \text{ (l/s)}$	3,123	2,588	0,492	6,204

II.5. Calcul du débit moyen horaire

La formule de débit de consommation moyen est [4] :

$$Q_{\text{moyh}} = Q_{\text{maxj}} / 24 \text{ (m}^3/\text{h)} \quad \text{II.6}$$

Q_{moyh} : Débit moyenne horaire (m³/h)

Q_{maxj} : Débit maximum horaire (m³/h)

Tableau II.8. : Les consommations Q_{moyh} ; Q_{maxj}

	Zone1	Zone2	Zone3	Total
$Q_{\text{maxj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	354,1755	293,517	55,8075	703,5
$Q_{\text{moyh}} \text{ (m}^3/\text{h)}$	14,757	12,230	2,325	29,313

II-5.1. Variation de la consommation horaire

II.5.1.1. Consommation maximale horaire

Elle est représentée par le **coefficient d'irrégularité maximale horaire** ($K_{\text{max,h}}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$\text{Avec : } K_{\text{maxh}} = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}} \quad \text{II.7}$$

➤ α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre

cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

➤ β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. (Voir Le tableau II.9)

Tableau II.9. : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Le débit maximal horaire donne par formule suivant [4]:

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moy}h} \quad \text{II.8}$$

Donc pour notre cas on prend selon la théorie de Thalès.

Tableau II.10. : Détermination des valeurs de $Q_{\max h}$ en fonction du nombre d'habitant et $K_{\max h}$

	Nombre d'habitants	β_{\max}	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}$
Zone1	1758	1,6	2,08	30,6946
Zone2	1447	1,6	2,08	25,4384
Zone3	281	2	2,6	6,045
totale	3486	1,5	1,95	57,1604

II.5.1.2. Consommation minimale horaire

Elle est donnée par le coefficient **d'irrégularité minimale horaire** $K_{\min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad \text{II.9}$$

Avec :

➤ α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend

$\alpha_{\min} = 0,5$.

➤ β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.8 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.11. : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitat	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

le débit minimal horaire donne par formule suivant [4] :

$$Q_{\min h} = Q_{\text{moyh}} * K_{\min h} \quad \text{II.10}$$

Tableau II.12. : Détermination des valeurs de $Q_{\min h}$ en fonction du nombre d'habitant et $K_{\min h}$

	Nombre d'habitants	β_{\min}	$K_{\min h}$	$Q_{\min h}$
Zone1	1758	0,1	0,05	0,73785
Zone2	1447	0,1	0,05	0,6115
Zone3	281	0,1	0,05	0,11625
totale	3486	0,2	0,1	2,9313

II.5.3 Calcul de la consommation horaire en fonction du coefficient maximum horaire

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitants.

$K_{\max h}$: Le débit horaire est obtenu par l'expression suivante [4] :

$$Q_{\text{moyh}} = K\% * Q_{\text{moy}}/100 \text{ (m}^3/\text{h)} \quad \text{II.11}$$

Les flux diffèrent d'un lieu à l'autre en fonction du nombre d'habitants, et le tableau suivant illustre cela :

II.6. Présente la Répartition des débits horaires normaux

Tableau II.14 : Répartition des débits horaires des agglomérations

Heures	Pourcentage du coefficient de variation	Zone1	Zone2	Pourcentage du coefficient de variation	Zone3	Total
		$Q_{\max j}=354,18(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\max j}=293,52(\text{m}^3/\text{j})$		$Q_{\max j}=55,81(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\max j}=703,5(\text{m}^3/\text{j})$
0_1	0,75	2,65635	2,2014	0,60	0,33486	5,19261
1_2	0,75	2,65635	2,2014	0,60	0,33486	5,19261
2_3	1,00	3,5418	2,9352	1,20	0,66972	7,14672
3_4	1,00	3,5418	2,9352	2,00	1,1162	7,5932
4_5	3,00	10,6254	8,8056	3,50	1,95335	21,38435
5_6	5,50	19,4799	16,1436	3,50	1,95335	37,57685
6_7	5,50	19,4799	16,1436	4,50	2,51145	38,13495
7_8	5,50	19,4799	16,1436	10,20	5,69262	41,31612
8_9	3,50	12,3963	10,2732	8,80	4,91128	27,58078
9_10	3,50	12,3963	10,2732	6,50	3,62765	26,29715
10_11	6,00	21,2508	17,6112	4,10	2,28821	41,15021
11_12	8,50	30,1053	24,9492	4,10	2,28821	57,34271
12_13	8,50	30,1053	24,9492	3,50	1,95335	57,00785
13_14	6,00	21,2508	17,6112	3,50	1,95335	40,81535
14_15	5,00	17,709	14,676	4,70	2,62307	35,00807
15_16	5,00	17,709	14,676	6,20	3,46022	35,84522
16_17	3,50	12,3963	10,2732	10,40	5,80424	28,47374
17_18	3,50	12,3963	10,2732	9,40	5,24614	27,91564
18_19	6,00	21,2508	17,6112	7,30	4,07413	42,93613
19_20	6,00	21,2508	17,6112	1,60	0,89296	39,75496
20_21	6,00	21,2508	17,6112	1,60	0,89296	39,75496
21_22	3,00	10,6254	8,8056	1,00	0,5581	19,9891
22_23	2,00	7,0836	5,8704	0,60	0,33486	13,28886
23_00	1,00	3,5418	2,9352	0,60	0,33486	6,81186
Somme	100	354,18	293,52	100	55,81	703,5

Le tableau II.15 : présente la Répartition des débits horaires cumulé

heures	Pourcentage du coefficient de variation	Zone1	Zone2	Pourcentage du coefficient de variation	Zone3	Total
		$Q_{\max j}=354,18(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\max j}=293,52(\text{m}^3/\text{j})$		$Q_{\max j}=55,81(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\max j}=703,5(\text{m}^3/\text{j})$
0_1	0,75	2,65635	2,2014	0,6	0,33486	5,19261
1_2	0,75	5,3127	4,4028	0,6	0,66972	10,38522
2_3	1	8,8545	7,338	1,2	1,33944	17,53194
3_4	1	12,3963	10,2732	2	2,45564	25,12514
4_5	3	23,0217	19,0788	3,5	4,40899	46,50949
5_6	5,5	42,5016	35,2224	3,5	6,36234	84,08634
6_7	5,5	61,9815	51,366	4,5	8,87379	122,2213
7_8	5,5	81,4614	67,5096	10,2	14,56641	163,5374
8_9	3,5	93,8577	77,7828	8,8	19,47769	191,1182
9_10	3,5	106,254	88,056	6,5	23,10534	217,4153
10_11	6	127,5048	105,6672	4,1	25,39355	258,5656
11_12	8,5	157,6101	130,6164	4,1	27,68176	315,9083
12_13	8,5	187,7154	155,5656	3,5	29,63511	372,9161
13_14	6	208,9662	173,1768	3,5	31,58846	413,7315
14_15	5	226,6752	187,8528	4,7	34,21153	448,7395
15_16	5	244,3842	202,5288	6,2	37,67175	484,5848
16_17	3,5	256,7805	212,802	10,4	43,47599	513,0585
17_18	3,5	269,1768	223,0752	9,4	48,72213	540,9741
18_19	6	290,4276	240,6864	7,3	52,79626	583,9103
19_20	6	311,6784	258,2976	1,6	53,68922	623,6652
20_21	6	332,9292	275,9088	1,6	54,58218	663,4202
21_22	3	343,5546	284,7144	1	55,14028	683,4093
22_23	2	350,6382	290,5848	0,6	55,47514	696,6981
23_00	1	354,18	293,52	0,6	55,81	703,51
somme	100	354,18	293,52	100	55,81	703,5

On remarque que la consommation horaire total maximale est entre 11h et 13h (cas de pointe)

La présentation graphique de débits cumulés de KHERBAT SIOUF est représentée dans la figure

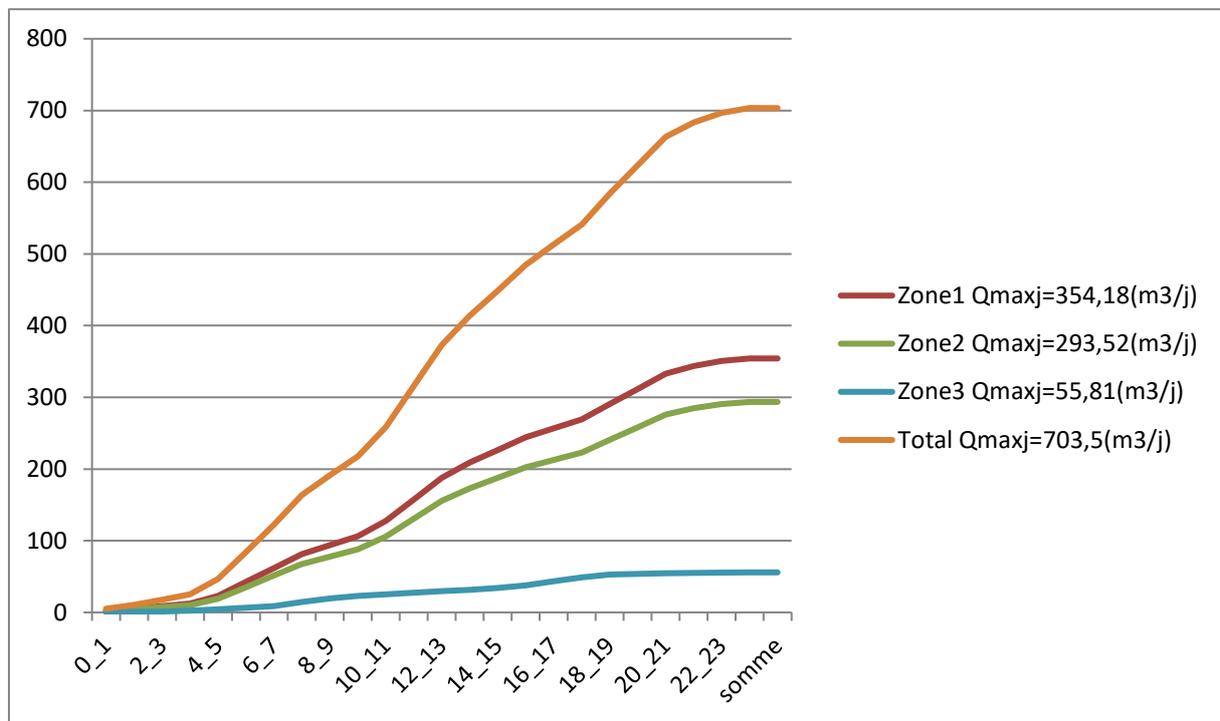


Figure II.1 : Courbe intégrale de consommation horaire cumulée.

II.7. Détermination de débit de pointe (Q_p)

La formule de calcul le débit de pointe [4]:

$$Q_p = Q_{moyj} * K_p \quad \text{II.12}$$

$$K_p = K_{maxj} * K_{maxh} \quad \text{II.13}$$

Tableau II.16. : Présente Détermination de débit de pointe

	Q_{moyj} (l/s)	K_{maxh}	K_{maxj}	K_p	Q_p (l/s)
Zone1	4,09925	2,08	1,05	2,184	8,95276958
Zone2	3,39719	2,08	1,05	2,184	7,4194575
Zone3	0,64592	2,6	1,05	2,73	1,76336198

II.8 .Bilan de comparaison (Besoins-Production) de la ville de Kherbat siouf

Tableau II.17 : présente les Besoins-et la Production de la ville de Kherbat siouf

HORIZONS	Actuel 2022	long terme2047
Besoins max j (m^3/j)	351.24	703.5
PRODUCTION Actuelle (m^3/j)	492.48	492.48
DIFFERENCE (m^3/j)	141.24	-211.02

II.9.Conclusion

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ces besoins en eau, par la suite le débit max journalier correspondant qui servira comme donnée de base pour le reste du mémoire.

En comparant le débit maximum journalier avec les débits disponibles des sources. On remarque que :

$$Q_{\text{ressource}} = 492.48 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{maxj}} = 703.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

En raison de la diminution du débit des forages 1 et 2, nous étudierons l'alimentation de la zone à partir du barrage de Botsillat et laisserons les deux forages en réserve en cas de sécheresse.

III.1 Introduction

Compte tenu de la perturbation de l'alimentation en courant et de l'état de vétusté distribution, un réservoir d'eau est indispensable car l'eau ne peut pas être injectée directement dans le réseau.

En effet, Un réservoir d'eau est une enceinte de confinement de l'eau permettant son stockage pour une utilisation ultérieure.

Tout cours d'eau dont le flux est interrompu peut être considéré comme un réservoir d'eau. Ce chapitre est consacré aux dimensions du réservoir de la station. récupération, ainsi que l'étude des réservoirs nécessaires pour répondre aux besoins futurs .La zone prévue pour assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution

III.2. Classification des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs, à savoir [1] :

- D'après la nature des matériaux, on trouve :
 - Les réservoirs métalliques;
 - Les réservoirs en maçonneries;
 - Les réservoirs en béton armée, ordinaire ou précontraint.
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrés;
 - Semi-enterrés;
 - Surélevé, sur tour
- D'après les considérations esthétiques, ils peuvent être :
 - Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
 - Soit s'intégrer au paysage
- Enfin, d'après la forme ils peuvent être :
 - Rectangulaire ou carré : ces formes sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint.
 - Circulaire : cette forme est préférée pour les réservoirs de faible capacité, ils sont faits en béton armé.

III.3. Rôles d'un réservoir

Le réservoir est un travail recommandé dans la plupart des cas car il fournit [10]

Les avantages suivants:

- régularité des opérations de pompage ;
- Fonctionnement simplifié ;

- utilisation régulière des points d'eau ;
- la régularité du stress du réseau de distribution ;
- Réduction de la consommation d'énergie (stockage de nuit et distribution gravitaire pendant la période (Heures de pointe));
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide du chlore.

III.4. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Les principales exigences sont[8] :

- **Résistance** : Le char doit équilibrer sur tous ses composants les forces auxquelles il est soumis
- **Etanchéité** : pour un liquide, il doit former le volume qu'il contient sans fuir
- **Durabilité** : Le réservoir doit durer un certain temps, c'est-à-dire que le matériau qui le compose doivent conserver leurs propriétés d'origine après une exposition prolongée
Le liquide qu'il est destiné à contenir.

III.5. Les équipements d'un réservoir

1. Équipement du réservoir[6]:

- Conduite d'adduction
- L'acte de distribution
- Tuyau de trop-plein
- Tuyau de vidange
- Dispositions particulières

NOTE : Le cas échéant, les dispositions spéciales suivantes doivent également être fournies :

- By-pass entre addition et distribution ;
- Matérialisation des réserves incendie.

III.6. Qualité de l'eau dans les réservoirs

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :

- D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés.
- De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins ...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux.
- De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir.
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir

III.7. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes[11]:

- ◆ Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- ◆ L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- ◆ Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- ◆ La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- ◆ Il doit être construit sur des terrains sable et solides.

III.8. Choix du type du réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi-enterrés ; à savoir[8] :

- ◆ Economie sur les frais de construction.
- ◆ Etude architecturale très simplifiée.
- ◆ Ethnocentrique plus facile à réaliser.
- ◆ Conservation de l'eau se fait à une faible variation de température.

- ◆ L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- ◆ Couverts,
- ◆ À l'abri des contaminations,
- ◆ À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- ◆ À l'abri des pluies et des poussières.

III.9. Capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes : [8]

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

III.9.1. La méthode analytique

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

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

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.9.1.1 Détermination de la valeur de P

Connaissant les valeurs de α max et β max on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K max par la relation suivante :

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

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

$$P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-max}| \quad \text{III.2}$$

Avec :

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

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

III.9.2. 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.

$$P_{max} = |\Delta V_{+}| + |\Delta V_{-}| \quad \text{III.3}$$

Remarque :

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

Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad \text{III.4}$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir.

- V_{max} : volume maximal de stockage.

- V_{inc} : volume d'incendie (120m³).

III.10. Détermination de la capacité des réservoirs

III.10.1. Dimensionnement du R3

Le réservoir R3 de assure une distribution pour la population de ce village par le système gravitaire avec un débit de $Q_{max j} = 293,52 \text{ m}^3/\text{j}$

On a:

$$\alpha_{max} = 1.3 \quad \beta_{max} = 1,6 \quad K_{max} = 2.08$$

Tableau (III.1) : dimensionnement du R3

heure	Apports(%)	Distribution (%)	Adduction (%)	sorties(%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	5	0,313	2,428	2,741	2,259		2,259
01 – 02	5	0,313	2,428	2,741	2,259		4,518
02 – 03	5	0,417	2,428	2,845	2,155		6,672
03 – 04	5	0,417	2,428	2,845	2,155		8,827
04 – 05	5	1,252	2,428	3,680	1,320		10,147
05 – 06	5	2,295	2,428	4,723	0,277		10,424
06 – 07	5	2,295	2,428	4,723	0,277		10,701
07 – 08	5	2,295	2,428	4,723	0,277		10,978
08 – 09	5	1,460	2,428	3,889	1,111		12,090
09 – 10	5	1,460	2,428	3,889	1,111		13,201
10 – 11	5	2,503	2,428	4,932	0,068		13,269
11 – 12	5	3,546	2,428	5,975		-0,975	12,295
12 – 13	5	3,546	2,428	5,975		-0,975	11,320
13 – 14	5	2,503	2,428	4,932	0,068		11,389
14 – 15	5	2,086	2,428	4,514	0,486		11,874
15 – 16	5	2,086	2,428	4,514	0,486		12,360
16 – 17	5	1,460	2,428	3,889	1,111		13,471
17 – 18	0	1,460	2,428	3,889		-3,889	9,583
18 – 19	0	2,503	2,428	4,932		-4,932	4,651
19 – 20	0	2,503	2,428	4,932		-4,932	-0,280
20 – 21	0	2,503	2,428	4,932		-4,932	-5,212
21 - 22	5	1,252	2,428	3,680	1,320		-3,892
22 - 23	5	0,834	2,428	3,263	1,737		-2,155
23 - 24	5	0,417	2,428	2,845	2,155		0,000
Total	100	41,723	58,277	100	20,633	-20,633	

D'où on aura : $P (\%) = 13,471 + 5,212 = 18.683$

$V_{\max} = 18.683 \times 703.5 / 100$

$V_{\max} = 131.43 \text{ m}^3$

$V_{\text{tot}} = 131.43 + 120 = 251.43 \text{ m}^3$

On optera pour un réservoir de 300 m^3

III.10.2. Dimensionnement du R1

Le réservoir R1 de assure une distribution pour la population de ce village par le système gravitaire avec un débit de $Q_{\max j} = 354.18 \text{ m}^3$

Ona:

Tableau (III.2) : dimensionnement du R1

heure	Apports(%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4,16	0,75	3,41		3,41
01 – 02	4,16	0,75	3,41		6,82
02 – 03	4,16	1	3,16		9,98
03 – 04	4,16	1	3,16		13,14
04 – 05	4,16	3	1,16		14,3
05 – 06	4,16	5,5		-1,34	12,96
06 – 07	4,16	5,5		-1,34	11,62
07 – 08	4,16	5,5		-1,34	10,28
08 – 09	4,17	3,5	0,67		10,95
09 – 10	4,17	3,5	0,67		11,62
10 – 11	4,17	6		-1,83	9,79
11 – 12	4,17	8,5		-4,33	5,46
12 – 13	4,17	8,5		-4,33	1,13
13 – 14	4,17	6		-1,83	-0,7
14 – 15	4,17	5		-0,83	-1,53
15 – 16	4,17	5		-0,83	-2,36
16 – 17	4,17	3,5	0,67		-1,69
17 – 18	4,17	3,5	0,67		-1,02

Tableau (III.2) : dimensionnement du R1(suite)

heure	Apports(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
18 – 19	4,17	6		-1,83	-2,85
19 – 20	4,17	6		-1,83	-4,68
20 – 21	4,17	6		-1,83	-6,51
21 - 22	4,17	3	1,17		-5,34
22 - 23	4,17	2	2,17		-3,17
23 - 24	4,17	1	3,17		0
Total	100	100	23,49	-23,49	

D'où on aura : $P (\%) = 14.3 + -6.51 \cong 20.81$

$$V_{\max} = 20.81 \times 354.18 / 100$$

$$V_{\max} = 73.7 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 73.7 + 120 \cong 193.7 \text{ m}^3$$

Donc un réservoir de 250 m³ suffit pour alimenter cette zone.

III.10.3. Dimensionnement du R2

Le réservoir R1 de assure une distribution pour la population de ce village par le système gravitaire avec un débit de [9] $Q_{\max j} = 55.81 \text{ m}^3$

Ona:

Tableau (III.3) : dimensionnement du R2

heure	Apports(%)	distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
00 – 01	4,16	0,60	3,56		3,56
01 – 02	4,16	0,60	3,56		7,12
02 – 03	4,16	1,20	2,96		10,08
03 – 04	4,16	2,00	2,16		12,24
04 – 05	4,16	3,50	0,66		12,90
05 – 06	4,16	3,50	0,66		13,56
06 – 07	4,16	4,50		-0,34	13,22
07 – 08	4,16	10,20		-6,04	7,18

Tableau (III.3) : dimensionnement du R2(suite)

heure	Apports(%)	distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
08 – 09	4,17	8,80		-4,63	2,55
09 – 10	4,17	6,50		-2,33	0,22
10 – 11	4,17	4,10	0,07		0,29
11 – 12	4,17	4,10	0,07		0,36
12 – 13	4,17	3,50	0,67		1,03
13 – 14	4,17	3,50	0,67		1,70
14 – 15	4,17	4,70		-0,53	1,17
15 – 16	4,17	6,20		-2,03	-0,86
16 – 17	4,17	10,40		-6,23	-7,09
17 – 18	4,17	9,40		-5,23	-12,32
18 – 19	4,17	7,30		-3,13	-15,45
19 – 20	4,17	1,60	2,57		-12,88
20 – 21	4,17	1,60	2,57		-10,31
21 - 22	4,17	1,00	3,17		-7,14
22 - 23	4,17	0,60	3,57		-3,57
23 - 24	4,17	0,60	3,57		0,00
Total	100,00	100,00	30,49	-30,49	

D'où on aura : $P (\%) = 13.56 + 15.45 = 29.01$

$V_{\max} = 29.01 \times 55.81 / 100$

$V_{\max} = 16.19 \text{ m}^3$

Donc un réservoir de 50 m^3 suffit pour alimenter cette zone.

III.10.4. Calcul du diamètre des réservoirs

• Calcul du diamètre du R3

$$D = (4 \times V_{R3} / (\pi \times H))^{1/2} \quad H=5$$

$$D = (4 \times 300 / (\pi \times 5))^{1/2}$$

$$D = 8.74 \text{ m} \Rightarrow 9 \text{ m}$$

• Calcul du diamètre du R1

$$D = (4 \times V_{R2} / (\pi \times H))^{1/2} \quad H=5$$

$$D = (4 \times 250 / (\pi \times 5))^{1/2}$$

$$D = 7.98 \text{ m} \Rightarrow 8 \text{ m}$$

• Calcul du diamètre du R2

$$D = (4 \times V_{R2} / (\pi \times H))^{1/2} \quad H=3$$

$$D = (4 \times 50 / (\pi \times 3))^{1/2}$$

$$D = 4.61 \text{ m} \Rightarrow 5 \text{ m}$$

III.11. Conclusion

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

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement final des réservoirs, il s'est avéré nécessaire de projeter :

- Un réservoir de capacité de 300m³.
- Un réservoir de capacité 250 m³
- Un réservoir de capacité de 50 m³

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs, ou cette étude sera détaillée dans le chapitre ci-après.

IV.1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à examiner les installations à prévoir pour diriger l'eau depuis la source, soit vers les zones de leurs consommations, soit vers les lieux d'accumulation lesquels peuvent se trouver parfois très éloignés de la zone d'étude. Ainsi, nous distinguons deux formes d'adductions : l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement. Si la première se fait par la pesanteur, la seconde fait appel à l'utilisation de l'énergie. Le but de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant l'eau vers les différentes zones concernées par l'étude tout en satisfaisant la condition économique.

IV.2. Topologie des systèmes d'adduction

Il y a deux types d'adduction :

IV.2.1. Adduction gravitaire

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquées (nécessite la pente, pesanteur).

Dans le cas d'une canalisation gravitaire, la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil.

IV.2.2. Adduction par refoulement

Adduction par refoulement est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force mécanique qui lui sera appliquées (condition par la pompe), ce cas la source d'eau doit se situer à une cote inférieure à celle du réservoir d'accueil.

IV.3. Description du schéma d'adduction

Après avoir calculé les dimensions des réservoirs nécessaires dans le chapitre précédent, nous allons dans ce chapitre étudier les modalités de pompage et d'alimentation des réservoirs du Barrage botsilat au R 3, qui alimenteront le R2 et le R1 par gravité.

IV.4. Critère de choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques d'économiques et topographiques, qui se résument comme suit

- Les fichiers de configuration doivent être aussi réguliers et courts que possible pour une exécution facile travaux pendant la construction et le transport des matériaux ;

- Évitez les pentes inversées qui créent un emprisonnement d'air. De plus, pendant La pompe s'arrête, une cavitation peut se produire et provoquer une rupture veineuse les liquides qui peuvent aplatir le tuyau ;
- Pour des longueurs de tuyau plus importantes, il est préférable de prévoir plusieurs vannes Pièces faciles à entretenir;
- L'itinéraire doit de préférence être le long d'une route ou d'une voie publique pour un accès facile
- Pose des canalisations et de leurs opérations et permettant un accès rapide
- Entretien et réparation et détection des fuites et des vannes défectueuses

IV.5. Choix du matériau de la conduite

Le fonctionnement normal du réseau et le respect des normes techniques et appropriées la direction nous demande de choisir le type de pipeline approprié [4].

- Côté technique :
- Résistant à la corrosion chimique, à la pression et aux charges mobiles ;
- S'adapter au site de pose, avec de bonnes performances d'étanchéité ;
- Facile à entretenir et à déboguer.
- D'un point de vue économique, cette faisabilité dépend principalement :
- prix d'approvisionnement et d'expédition;
- leur disponibilité sur le marché local.

Les types de tuyaux les plus couramment utilisés dans l'approvisionnement en eau potable sont les suivants :

- métaux (acier, fonte);
- À base de ciment : béton armé, béton précontraint ;
- Matériaux thermoplastiques : PVC (polychlorure de vinyle), PE (polyéthylène).

Dans le cadre de ce projet, nous avons choisi un tuyau en PEHD (Haut Polyéthylène densité), compte tenu de leurs avantages, notamment :

- Longue durée de vie (50 ans à 20°C)
- Facilité de soudage bout à bout, rendant le réseau presque hermétique parfait ;
- Bonne résistance : aux produits chimiques, aux chocs et aux rayons UV ;

- Résistance à la corrosion, stabilité du réseau en milieu corrosif ;
- La flexibilité permet au tuyau d'absorber les chocs et Contraintes causées par le mouvement du sol, se déformant ainsi sans dommage éternel.

Remarque :

Dans un tuyau d'alimentation en eau en PEHD (polyéthylène haute densité). Au lieu de cela, il donne le diamètre extérieur qui doit être soustrait deux fois l'épaisseur pour obtenir le diamètre intérieur de. Remarque : Dans un tuyau d'alimentation en eau en PEHD (polyéthylène haute densité)

IV.6. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires hydrauliques constituant une adduction sont [4] :

- Robinet et vanne

On distingue les robinets dits quart de tour, robinets-vannes et la vanne papillon. Ces accessoires permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation.

- Ventouses

Le rôle d'une ventouse est essentiellement d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Elles seront donc prévues aux points hauts bien définis.

- Décharge

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite.

- Clapets de retour

Le clapet de retour est destiné à assurer le passage de l'eau dans un sens et à l'arrêter dans le sens opposé

IV.7. Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont donnés dans l'annexe.

IV.8. Etude technico-économique

Le choix le plus économique du diamètre de la conduite se fait selon [5]:

❖ **Critère technique** : le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise généralement entre 0.5 et 1.5 m/s et pouvant aller jusqu'à 2m/s.

❖ **Frais d'investissement** : les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal et sont proportionnels aux diamètres des conduites.

IV.8.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

La conduite d'adduction sera calculée en fonction du débit max. en situation future [1]

Soit: $1075 \text{ m}^3/\text{j} \approx 15 \text{ l/s}$

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

$$\text{❖ Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad \text{IV.1}$$

$$\text{❖ Formule de BRESS : } D = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad \text{IV.2}$$

D: Diamètre de la conduite (m).

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

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS ; qui est le plus économique.

IV.8.2- Calcul de la vitesse

La vitesse se calcul selon la formule suivante [6]:

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad \text{IV.3}$$

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

D : Diamètre de la conduite (m).

IV.8.3- Calcul des pertes de charges

La perte de charge représente une fraction de l'énergie mécanique de l'eau, Converti en chaleur par friction entre les particules d'eau et paroi du tuyau[6].

Ils se présentent sous deux formes :

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

IV.8.3.1- Les pertes de charges linéaires

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule Darcy Weisbach[6]:

$$j_1 = \lambda * L * \frac{v^2}{2gD} \quad \text{IV.4}$$

J_1 : pertes de charge linéaires (m).

L : longueur de la conduite (m).

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

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

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on

• **Régime turbulent rugueux**

- Formule de NIKURADZI : $\lambda = \left[1.14 - 0.86 * \ln \frac{K}{D} \right]^{-2}$ IV.5

• **Régime transitoire**

- Formule de COLEBROOK : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right]$ IV.6

J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau,

λ : Coefficient de pertes de charge,

D : Diamètre du tuyau en m,

V : Vitesse d'écoulement en m/s,

g : Accélération de la pesanteur en m^2/s ,

L : Longueur de la conduite en m,

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les tubes en PEHD

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

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

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

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{IV.7}$$

♦ ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stokes :

$$\nu = 0.0178 / (1 + 0.0337t + 0.00221 t^2) \quad \text{IV.8}$$

t : température de l'eau

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

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

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

$$K = K_0 + \alpha \times t \quad \text{IV.9}$$

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs,

- t : Temps de service = 25 ans,

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

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

IV.8.3.2- les pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à [6] :

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

$$H_S = 0.1 \times H_L \quad \text{IV.10}$$

IV.8.3.3- Les pertes de charge totales

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

- Pour le PEHD : $H_t = 1.10 \times H_L = 1.1 \times J \times L$ IV.11

IV.8.4- Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

Elle présente la somme des pertes de charge linéaires et singulières [6] :

$$H_{mt} = H_g + J_T \quad \text{IV.12}$$

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

J_T : pertes de charges totales (m)

IV.8.5- Puissance de pompage

$$P_A = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad \text{IV.13}$$

- P_A : puissance absorbée par la pompe (kw).

- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

- Q : Débit à transité (m³/s).
- η : le rendement de la pompe en %

IV.8.6- Energie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_A \times t \times 365 \quad \text{IV.14}$$

E : Energie consommée par la pompe (kwh).

P_A : puissance absorbée par la pompe (kw).

t : temps de pompage (h).

IV.8.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation elle donnée par la relation suivante :

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \text{ [DA]} \quad \text{IV.15}$$

- **F_{exp}** : frais d'exploitation (DA) ;
- **E** : énergie consommée par la pompe en [kwh] ;
- **e** : prix unitaire d'un kwh imposé par SONELGAZ.= (e **4,67DA**) ;

IV.8.8. Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad \text{IV.16}$$

Avec :

F_{am} : Frais d'amortissement (Da).

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

L : Longueur de la conduite (m).

A : Amortissement annuel.

$$A = \left(\frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \quad \text{IV.17}$$

i : Taux d'intérêt annuel (annuité), i = 8% ;

n : nombre d'années d'amortissement (n = 25 ans).

D'où :

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

IV.8.9. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} . \quad \text{IV.18}$$

F_{exp} : Le frais d'exploitation

Le prix des conduites est pris en tenant compte des couts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire. (voir l'annexe).

IV.9. Calcul du diamètre économique de l'adduction

IV.9.1. Tronçon barrage boutsilat- R3 (Adduction par refoulement)

-Hauteur géométrique (H_g) : 130.7 m.

-Longueur de l'adduction : 2217.24m

-on a $Q = 9.77$ l/s

$$D_{\text{BONNIN}} = (0.0977)^{1/2} = 0.0988$$

$$D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times (0.0977)^{1/2} = 0.148$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabricant :(110 et 125) en mm

Calcul de la H_{mt} **Tableau IV.1 : Calcul de la H_{mt} .**

DN (m)	Dint(m)	V (m/s)	Re	λ	JT (m)	Hmt
0,11	0,09	1,53575	138217,2549	0,0219	35,28589	165,99
0,125	0,102	1,19565	121956,401	0,0217	18,69943	149,4

Le frais d'exploitation**Tableau IV.2 : Calcul des frais d'exploitation.**

DN (m)	Dint (m)	P (KW)	E (KWh)	e (DA/KWh)	F_{ex} (DA)
0,11	0,09	23,7443307	173333,614	4,67	809467,977
0,125	0,102	21,3716329	156012,92	4,67	728580,338

Calcul des frais d'amortissement**Tableau IV.3 : Calcul des frais d'amortissement**

DN (m)	Dint (m)	Prix ml (DA)	A	F_{am} (DA)
0,11	0,09	1004.67	0.094	209393,884
0,125	0,102	1307.69	0.094	272549,482

Calcul du bilan**Tableau IV.4: Calcul du Bilan.**

DN (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
0,11	809468	209394	1018861,86
0,125	728580	272549	1001129,82

Au vu du tableau ci-dessus ,nous choisissons le diamètre de 125mm pour respecter les normes de vitesse exigées.

IV.9.2.Tronçon R3 ⇒ R2 (Adduction gravitaire)

-Hauteur géométrique (H_g) : 4.9 m.

-Longueur de l'adduction : 630.26 m

-on a $Q= 0.65$ (l/s)

$$v_{\max} = Q/s$$

$$v_{\max}=1.5 \text{ m/s et } v_{\min}=0.5 \text{ m/s}$$

$$Q=0.65 \text{ l/s} \quad s=\pi D^2/4$$

$$s=\pi D^2/4$$

$$D_{\max}= 40.6 \text{ mm}$$

$$D_{\min}= 23.5 \text{ mm}$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabricant :(40 ,50 et 63) en mm

• Calcul des pertes de charge totales

Tableau IV.5 : Calcul des pertes de charge totales

(m)	Dint(m)	V (m/s)	Re	λ	JT (m)	Hmt
0,032	0,026	1,22426905	31830,9952	0,0312	57,78	62,68
0,04	0,0326	0,77873262	25386,6833	0,0306	18,29	23,19
0,05	0,0408	0,49716808	20284,4578	0,0305	5,94	10,81
0,063	0,0514	0,31325451	16101,2816	0,0308	1,89	6,79

Pour que l'eau arrive au réservoir R₂, il faut que : $J_t \leq H_d$

Où : - J_t : Perte de charge totale dans la conduite

- H_d : La charge disponible

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **63 mm**, car $J_t= 1.89$ m est inférieure à $H_d = 4.9$ m, à une vitesse acceptable de 0,514 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 50 mm, on utilise une vanne. (vanne à papillon)

• Calcul des pertes de charge dans la vanne :

$$J_v = H_d - J_t = 4.9 - 1.89$$

$$J_v = 3.01 \text{ m.}$$

- Calcul du coefficient de perte de charge dans la vanne K :

$$\text{On a : } J_v \equiv K * \frac{v^2}{2g} \quad \text{d'où : } K \equiv J_v * \frac{2g}{v^2} \quad \text{IV.19}$$

$$K \equiv 223.532$$

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

En utilisant les données du tableau se trouvant dans l'annexe et par interpolation on trouve: $\alpha = 61.67^\circ$

IV.9.3. Tronçon R3 \Rightarrow R1 (Adduction gravitaire)

-Hauteur géométrique (H_g) : 25m.

-Longueur de l'adduction : 1206,31m

-on a $Q = 4.1$ L/S

$$D_{vmax} = 0.102 \text{ m}$$

$$D_{vmin} = 0.059 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabricant : (75 ,90 et 110) en mm

- Calcul des pertes de charge totales

Tableau IV.6 : Calcul des pertes de charge totales

(m)	Dint(m)	V (m/s)	Re	λ	JT (m)	Hmt
0,075	0,0614	1,3847052	85020,8993	0,0244	46,849	71,849
0,09	0,0736	0,96369241	70927,7611	0,024	18,620	43,620
0,11	0,09	0,64447941	58003,1469	0,0239	6,782	31,782

Pour que l'eau arrive au réservoir R₁, il faut que : $J_t \leq H_d$

Où : - J_t : Perte de charge totale dans la conduite

- H_d : La charge disponible

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **90 mm**, car $J_t \equiv 18,62$ m est inférieure à

$H_d \equiv 25$ m, à une vitesse acceptable de **0,96m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 110 mm, on utilise une vanne. (Vanne à papillon)

- Calcul des pertes de charge dans la vanne :

$$J_v \equiv H_d - J_t \equiv 25 - 18,62$$

$$J_v \equiv 6,38 \text{ m.}$$

- Calcul du coefficient de perte de charge dans la vanne **K** :

$$\text{On a : } J_v \equiv K * \frac{v^2}{2g} \quad \text{d'où : } K \equiv J_v * \frac{2g}{v^2}$$

$$K \equiv 135,82$$

Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α (°) :

En utilisant les données du tableau se trouvant dans l'annexe et par interpolation on trouve:

$$\alpha = 60,28^\circ$$

IV.10. Conclusion

Au cours de ce chapitre, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculer les différents paramètres à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et en optant également pour le matériau le plus seyant qui est le PEHD

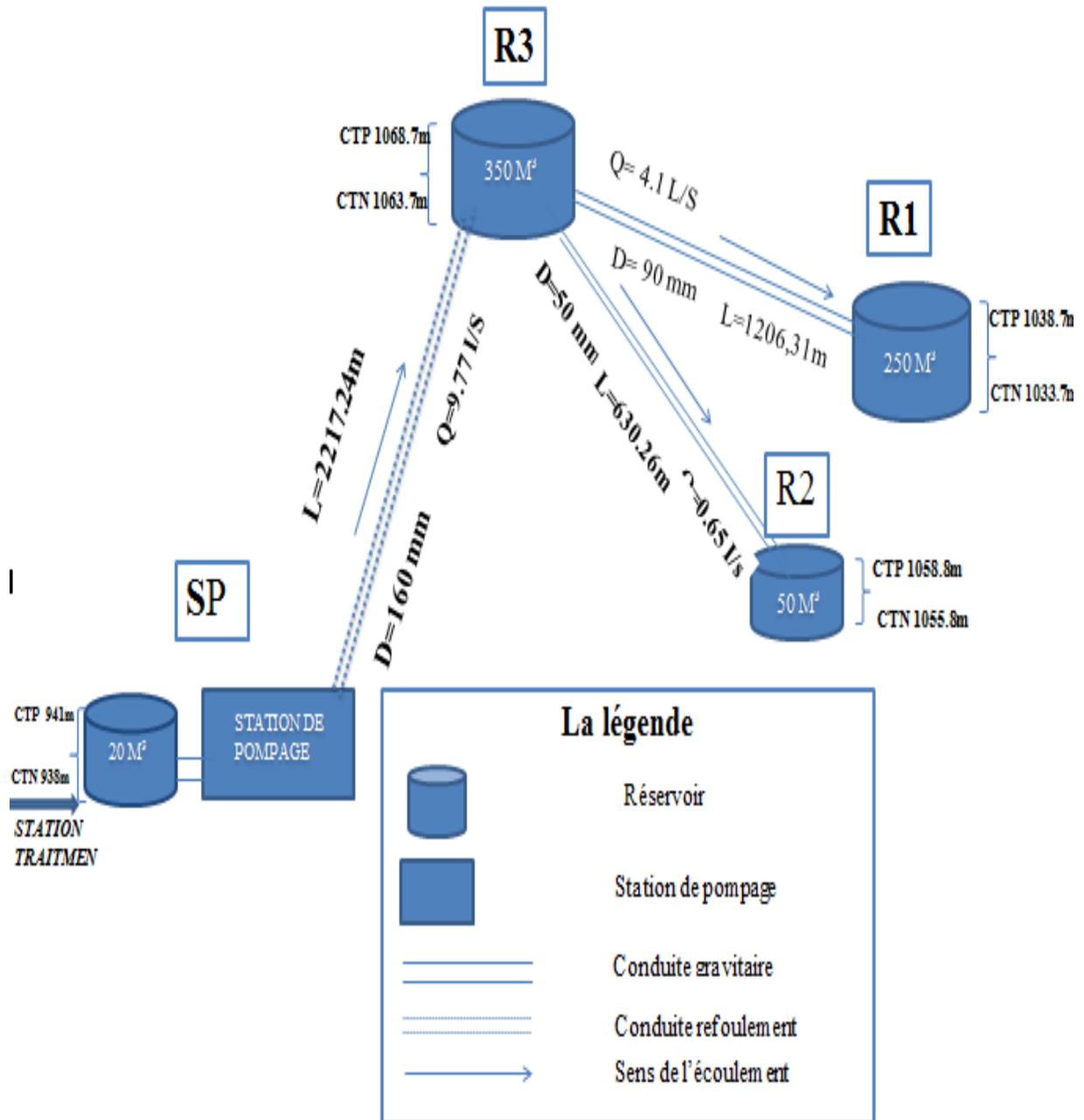


Figure (IV.1) : Schéma d'adduction

V.1.Introduction

Les pompes hydraulique sont des machines destinées à accroître l'énergie des fluides pompés est traverse transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique, c'est à dire que L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression. Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, Et c'est légers peu couteux et présentent un bon rendement.

V.2.Classifications des pompes

V.2.1. Les turbopompes

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

Les Turbopompes sont généralement utilisées dans l'alimentation en eau potable et l'irrigation . Et les turbopompes se subdivisent en[1] :

- Pompe centrifuge ;
- Pompe hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge.

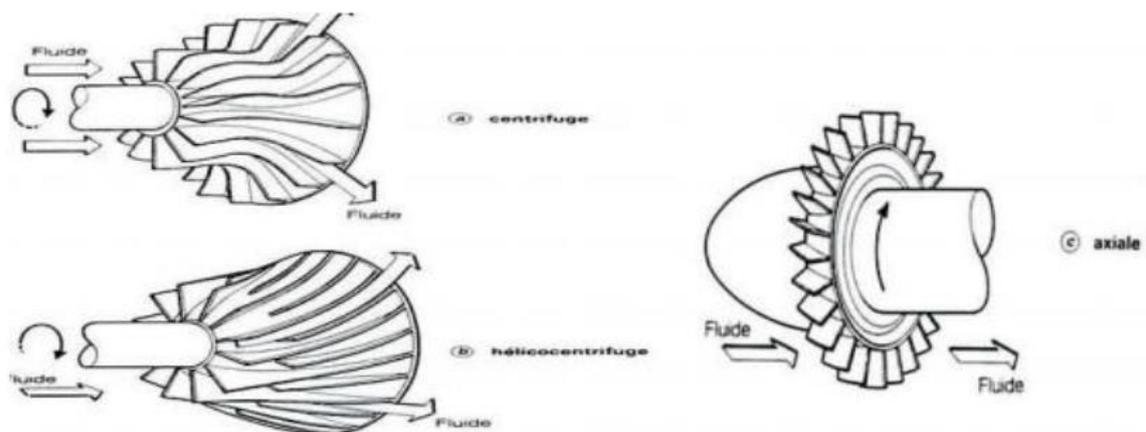


Figure V.1: Différents types de turbopompes

On peut classer les Turbopompes selon les paramètres suivants :

V.2.1.1 Suivant la forme de la roue

- Pompes centrifuges radiales

- Pompes centrifuges semi axial
- Pompes centrifuges axial

V.2.1.2.Suivant la forme du corps de la pompe

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- A diffuseur circulaire ou type burine.

V.2.1.3. Suivant le nombre de roue

En ce qui concerne le nombre de roues, on peut diviser la pompe en deux catégories :

- Pompes monocellulaires : lorsque il n'y a qu'une roue.
- Pompes multicellulaires : lorsque il y a plus d'une roue.

V.2.1.4.Suivante la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

V.2.1.5.Suivant la position de son axe

Les pompes sont classées en :

- Pompe à axe horizontal ;
- Pompe à axe vertical.
- Pompe à axe incliné.

V.2.2. Les pompes volumétriques

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées

on distingue :

- pompe alternative (à piston).
- pompe rotative (vis d'Archimède).

V.2.3. Autres pompes

- les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- le pompage par émulsion ou air lift

V.3. Caractéristiques des pompes

V.3.1. Vitesse de rotation

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

Le déplacement angulaire qu'effectue la roue d'une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire.

$$W = \frac{\pi.N}{30} \text{ (rad/s)} \quad \text{V.1}$$

V.3.2. Débit « Q » d'une pompe

Le débit Q fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps. Il s'exprime en (m³ /s) ou plus pratiquement en (m³ /h).

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{V.2}$$

V.3.3. La hauteur manométrique totale (H_{mt})

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

$$H_{mt} = H_r + H_a + J_a + J_r \quad \text{V.3}$$

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_r : La hauteur géométrique de refoulement en (m) ;
- H_a : La hauteur géométrique d'aspiration en (m) ;
- J_a : Pertes de charges à l'aspiration (m) ;
- J_r : Pertes de charges au refoulement (m).

V.3.4. La hauteur géométrique de refoulement (H_r)

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

V.3.5. La hauteur géométrique d'aspiration (H_a)

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal; ce sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

V.3.6. Puissance (utile et absorbée)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. La puissance transmise à l'eau et ce de la part de la pompe est appelée puissance hydraulique utile P_u :

$$P_u = \rho g Q H_{mt} \quad \text{V.4}$$

Le rapport de la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a est le rendement de la Pompe η_p qui est donné par la relation suivante :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a} \quad \text{V.5}$$

V.4. Les courbes caractéristiques des pompes

La courbe caractéristique d'une pompe est l'interaction de deux variables qui en décrivent le comportement : on trouve[6] :

V.4.1. La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$]

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Elle consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximale) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

V.4.2. La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$]

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas

V.4.3. La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$]

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit. Elle passe par l'origine puisque à $Q=0$, le rendement (η) est nul.

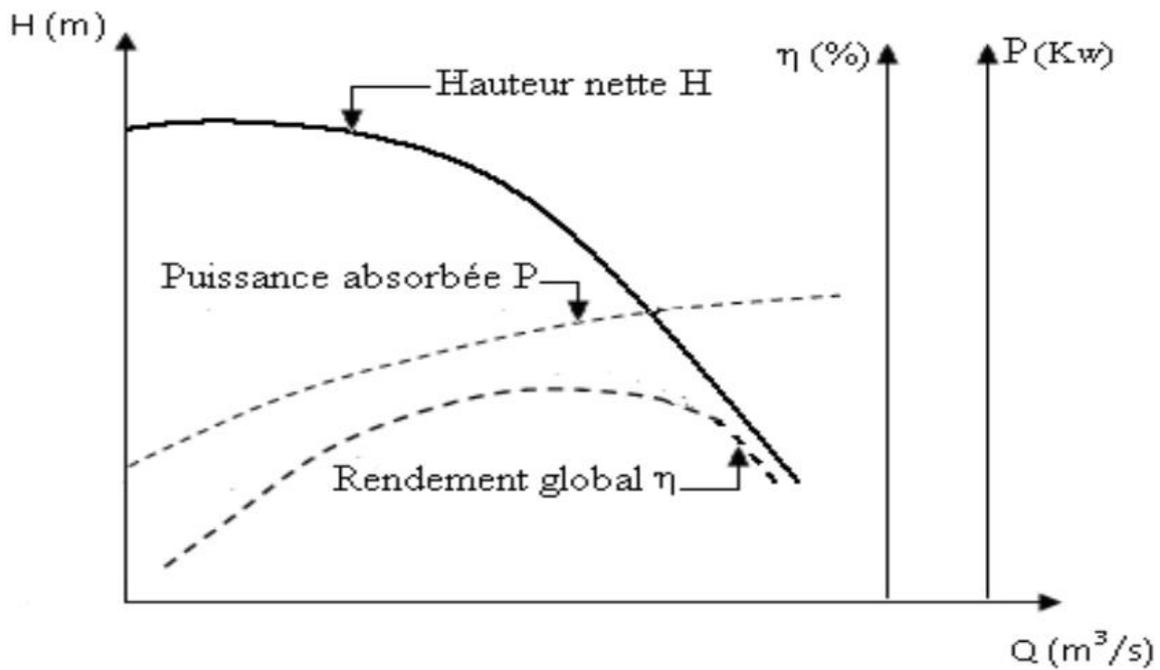


Figure V.2: Différentes courbes caractéristiques d'une pompe[8]

V.5.Courbe caractéristique d'une conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation (H_{mt}) nécessaire à l'installation en fonction du débit (Q).

Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique. La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) est indépendante du débit. La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).

La hauteur manométrique de la pompe est calculée à l'équation suivant :

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + J_t} \quad \mathbf{V.6}$$

Avec :

$$\mathbf{J_t = 1,15 * L * J_u} \quad \mathbf{V.7}$$

D'où :

$$\mathbf{J_u = \lambda * v^2 / (2 * g * D)} \quad \mathbf{V.8}$$

La vitesse (V) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité

$$\mathbf{V = \frac{Q.4}{\pi.D^2}} \quad \mathbf{V.9}$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur :

$$J_t = \frac{1.15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot l}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2 = K \cdot Q^2 \quad \text{V.10}$$

Avec :

$$K = \frac{1.15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot l}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad \text{V.11}$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad \text{V.12}$$

V.6. Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe refoulant dans une conduite est donné par le point d'intersection de la caractéristique hydraulique de la pompe et celle du réseau. Ce point détermine donc un débit Q et une hauteur

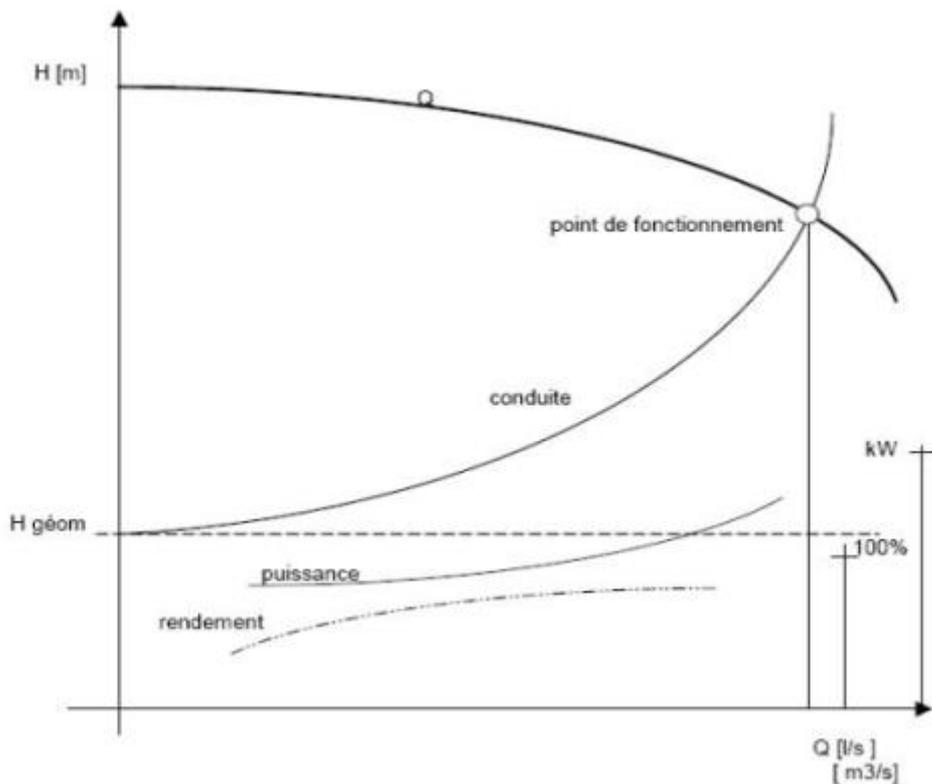


Figure V.3: Point de fonctionnement d'une pompe [8]

V.7. Couplage des pompes

Lorsque l'on est amené dans une station de pompage à assembler plusieurs pompes soit en série, soit en parallèle, en utilisant plusieurs pompes de caractéristiques identiques ou différentes, susceptible de fonctionner simultanément ou isolément. Le couplage des pompes peut s'effectuer [8].

V.7.1. Couplage en série

* Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.

*Le **même débit** traverse les deux pompes et les **hauteurs** d'élévation produites par chaque groupe **s'ajoutent**.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

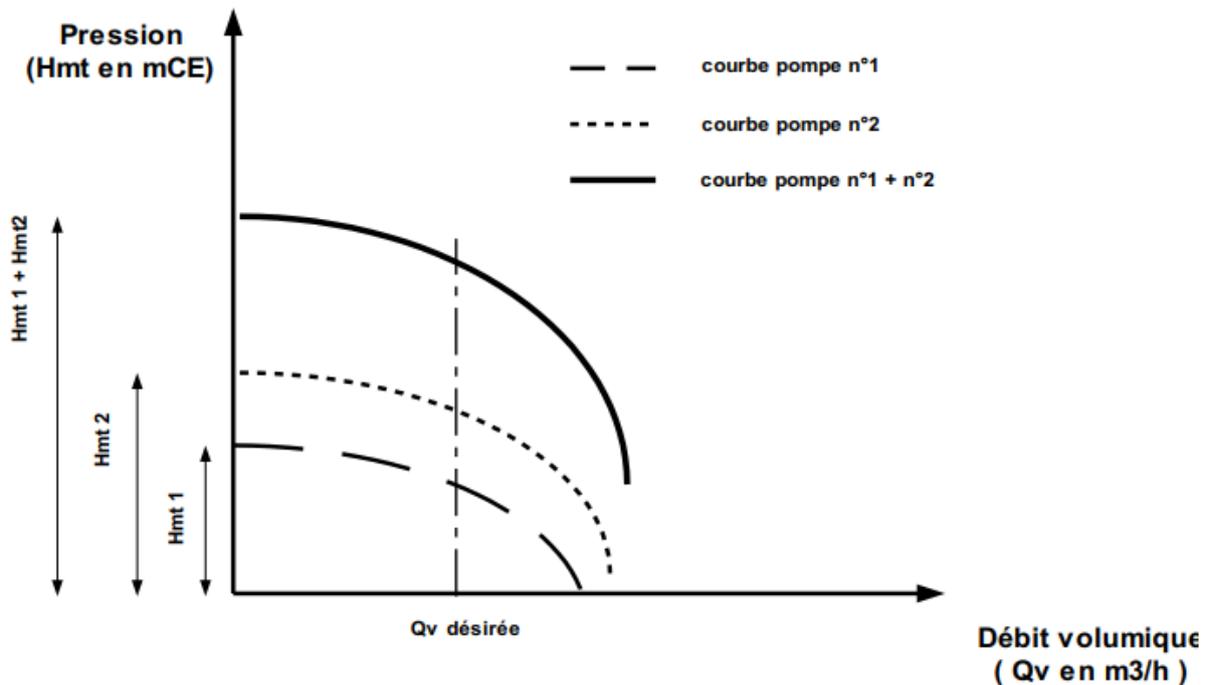


Figure V.4: couplage en série [8]

V.7.2. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

* Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

* Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

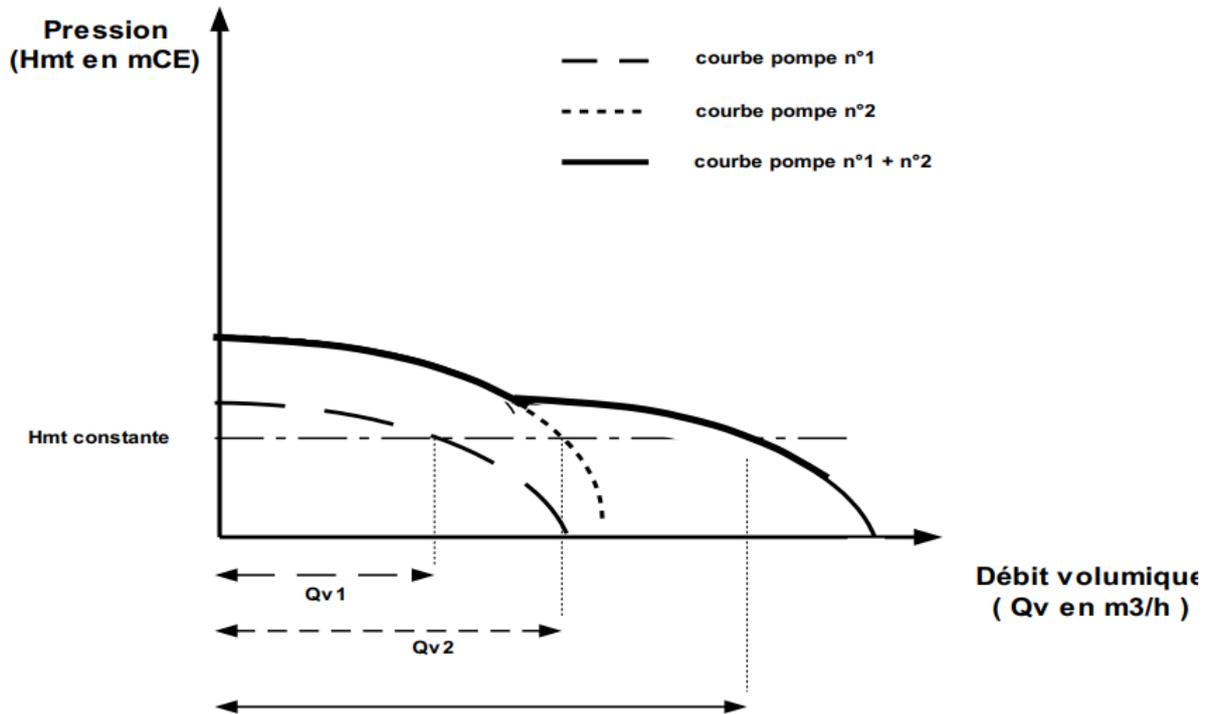


Figure V.5 : couplage en parallèle[8]

V.8.Réalisation du point de fonctionnement désire

Dans le cas où le point de fonctionnement désire ne coïncide pas avec celui de la pompe, on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

V.8.1 Première variante "Réduction ou augmentation du temps de pompage "

Dans le cas où le débit correspondant au point de fonctionnement obtenu est supérieur au débit appelé (désire), on opte pour la diminution du temps de pompage en conservant le même volume à pomper, ce temps se calcule comme suit :

$$T'' = T' \cdot Q_{app} / Q_{pf} \quad \text{V.13}$$

Avec :

- T'' : Le nouveau temps de pompage (h) ;
- T' : Le temps de pompage prévu (h), pour notre cas, il est de 20 h ;
- Q_{app} : Débit désire à refouler en m3/s ;
- Q_{pf} : Débit de point de fonctionnement de la pompe en m3/s.

• La puissance absorbée sera :

$$P_{al} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q_{pf} \cdot H_{mt}}{\eta} \quad \text{V.14}$$

η : rendement correspondant au point P1 en %.

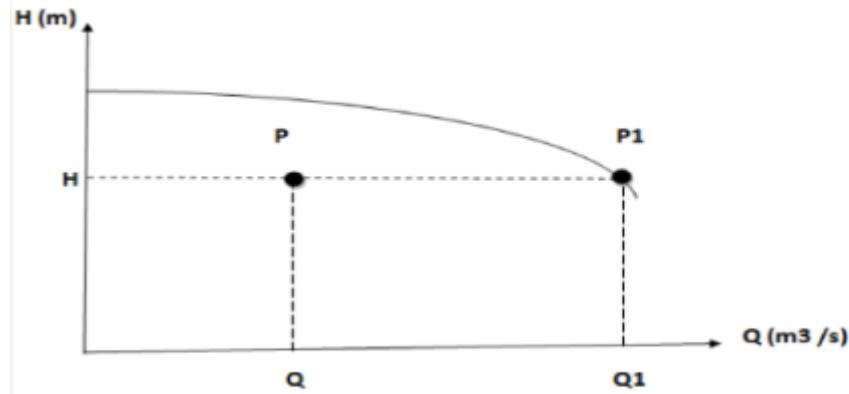


Figure V.6 : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage [8]

- Les frais d'exploitation :

$$F_{Ex} = P_{a1} \cdot T' \cdot 360 \cdot P_r \quad \text{V.15}$$

Avec :

- P_{a1} : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- T' : Temps de pompage (h) ;
- P_r : Prix d'un Kwh, $e = 4,67$ (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

V.8.2. Deuxième variante "Rognage de la roue "

Le rognage d'une pompe c'est le changement du diamètre extérieur de la roue gardant la même vitesse de rotation N ; Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \sqrt{\left[\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \right]} = \sqrt{\left[\frac{H_1}{H_2} \right]} \quad \text{V.16}$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage
- D_1 : Diamètre de la roue avant rognage
- D_2 : Diamètre de la roue après rognage. Donc, le nouveau diamètre (D_2) sera

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad \text{V.17}$$

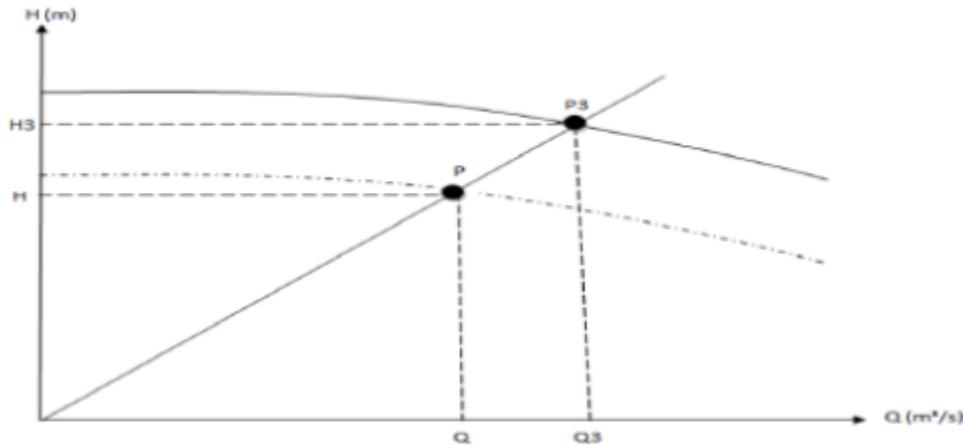


Figure V.7 : Recherche du point de fonctionnement désiré par rognage [8]

V.8.3. Troisième variante "Régulation par étouffement (Le vannage)"

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_{app} ; La puissance absorbée sera :

$$P_{a1} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q_{app} \cdot H'}{\eta} \tag{V.18}$$

Les pertes de charges créés par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$H' = H_1 + h \tag{V.19}$$

Avec :

- h: perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- H': C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontal de h=0 (m).
- η : Rendement correspondant au point P (Q, H) en %.

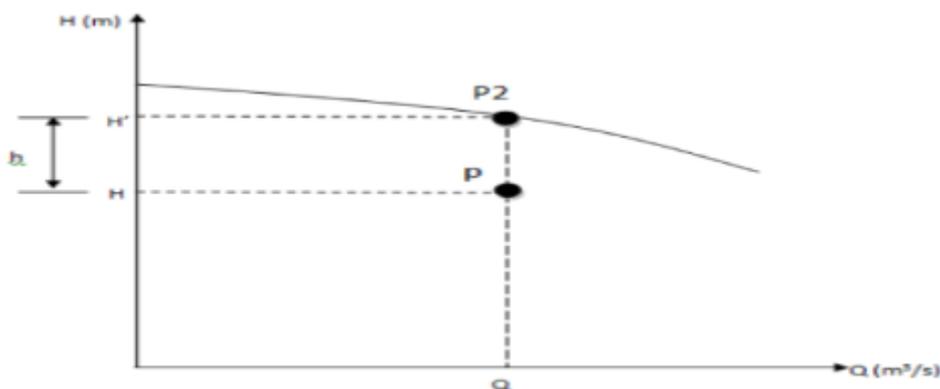


Figure V.8 : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage [8]

V.8.4. Quatrième variante " Variation de la vitesse de rotation "

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée.

On cherche alors la vitesse (N)', donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P1 (Figure (V-11) et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue P3 (Q3, H3), on aura :

$$N' = N * \left(\frac{Q1}{Q3} \right) \text{ (tr/min)} \quad \text{V.20}$$

➤ N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min) ;

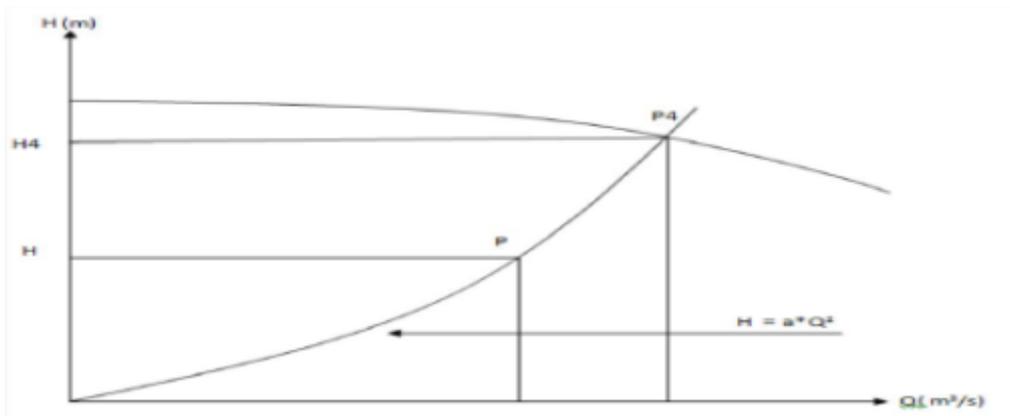


Figure V.9 : Recherche du point de fonctionnement désiré par la variation de la vitesse de rotation [8]

V.9. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Des bulles d'air se forment provoquant d'importantes perturbations dans les zones de pression les plus élevées. La cavitation est reconnaissable à un bruit de cailloux brassés ou à des crépitements. Elle s'accompagne de vibrations, d'érosion des aubages et se traduit par une chute brutale des courbes caractéristiques[6].

Pour qu'une pompe fonctionne normalement et sans cavitation, on doit assurer une certaine pression dite charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d, donnée par l'utilisateur, et qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r, donnée par le constructeur. Autrement dit, il faut vérifier la condition suivante :

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



Figure V.10: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge [8]

V.9. 1. NPSH requis (NPSH) r

C'est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

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

V.9. 2. NPSH disponible (NPSH) d

C'est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

V.9.2.1. Pour une alimentation en charge

Le (NPSH)_d est donné par la formule ci-après (Figure)

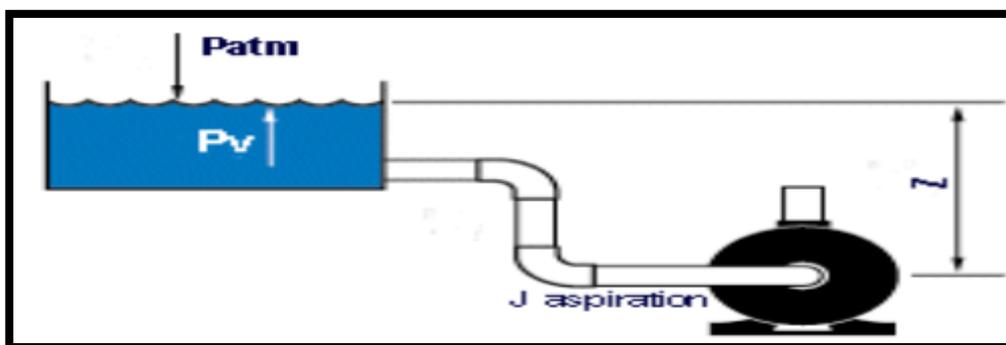


Figure V.11: Schéma de l'installation d'une pompe en charge

$$\text{Où: (NPSH)}_d = \frac{p_0}{g \cdot \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v)$$

V.21

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m);
- J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration en (m);
- $\frac{P_0}{g \cdot \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m);
- P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33 m ;
- δ : Altitude du plan d'aspiration en (m) ;
- T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

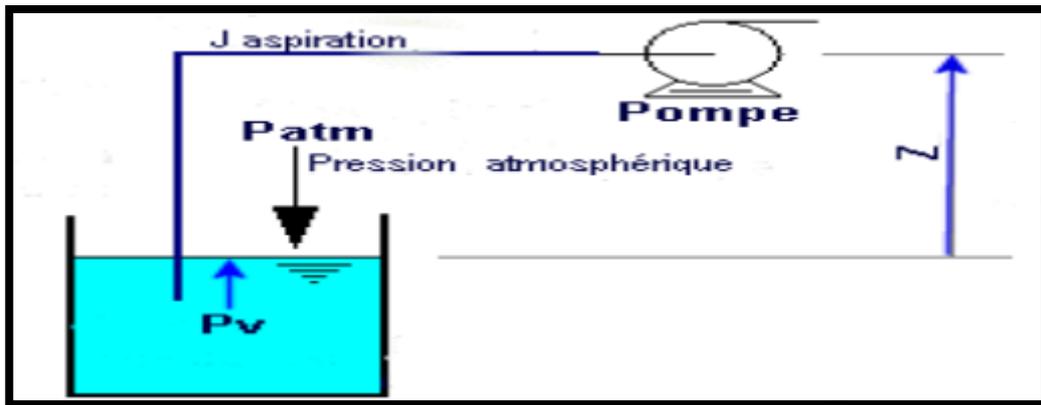


Figure V.12 : Schéma de l'installation d'une pompe en dépression[8]

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (V.1), dans notre étude on prend $T^\circ=20^\circ\text{C}$.

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

$T^\circ(\text{C})$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v(\text{m})$	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

Remarque

$J_{asp} = 0$, puisque les pertes de charge dans la conduite d'aspiration sont négligeables.

VI.10. Choix de la pompe

Il existe plusieurs critères pour choisir les pompes qui sont[10]:

- Le débit à refouler.
- la Hauteur d'élévation d'eau.
- une taille et un poids plus petits.
- Moins cher.

- la vitesse de rotation la plus élevée.
- L'énergie minimale absorbée.
- Fonctionnement très silencieux.
- Le rendement et le point de fonctionnement optimal.

Pour la station de reprise de la zone d'étude, notre choix se portera sur une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire. En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe permet le refoulement d'un débit important à une hauteur considérable, avec une vitesse de rotation variable.

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant celle dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, H_{mt})

V.11. Caractéristique de la conduite

- Le débit refoulé : $Q = 9.77 \text{ l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 130.7 \text{ m}$.
- Les pertes de charges : $J_t = 18.7 \text{ m}$. d'après le tableau (IV.1).
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 149.4$

V.12. Caractéristique de la pompe

D'après un logiciel, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 290 \text{ tr/min}$
- $\eta = 70.2\%$.
- $P = 21.2 \text{ Kw}$.
- $NPSH_r = 2.11 \text{ m}$

Modèle : HMU50-1/4B (voir l'annexe).

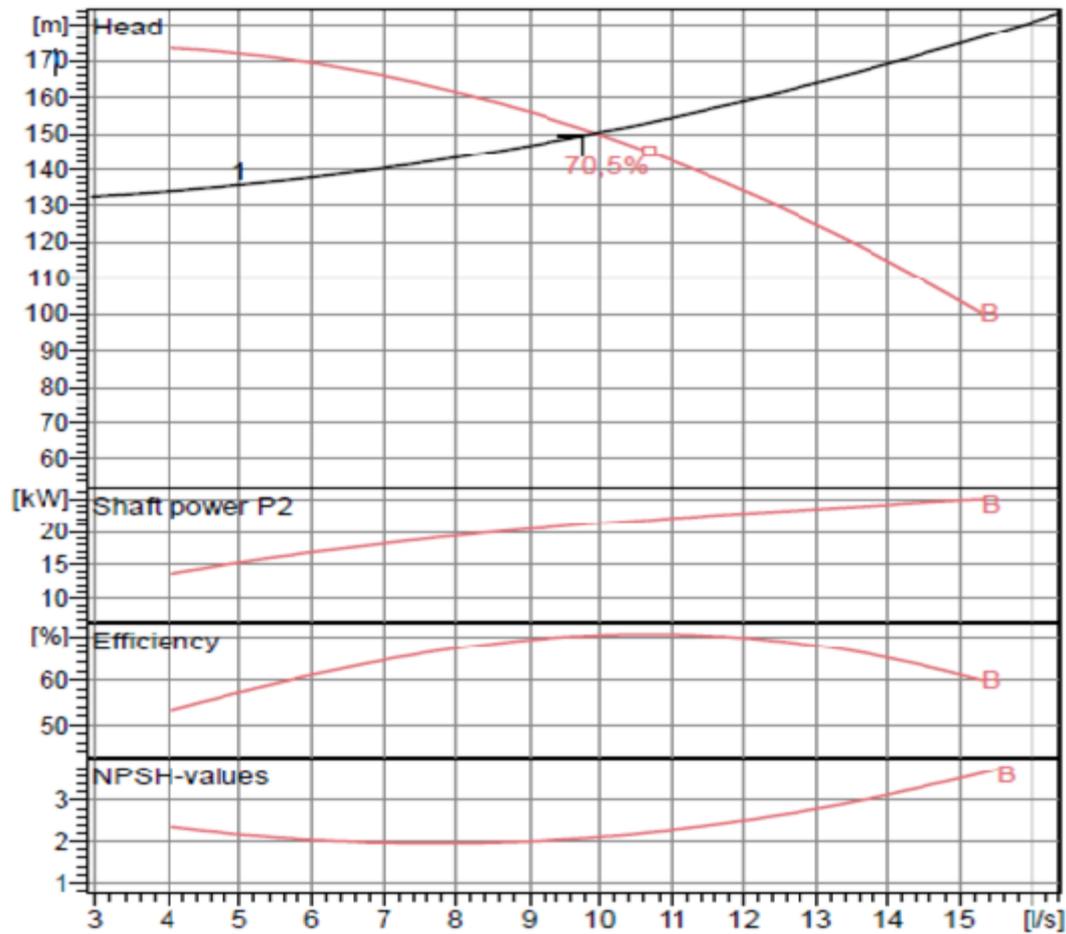


Figure V.13 : Le point de fonctionnement de la pompe

V.13.Conclusion

L'étude de la partie pompage nous a permis de choisir le type de la pompe qui convient.

Nous avons utilisé le catalogue afin de déterminer les Pompes qui garantiront le refoulement.

VI.1. Introduction

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimaux et ils seront dimensionnés en conséquence.

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 canalisations qui forment 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.

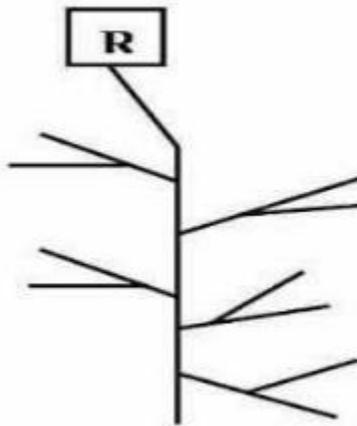


Figure VI.1 : Réseau maillé [10]

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.

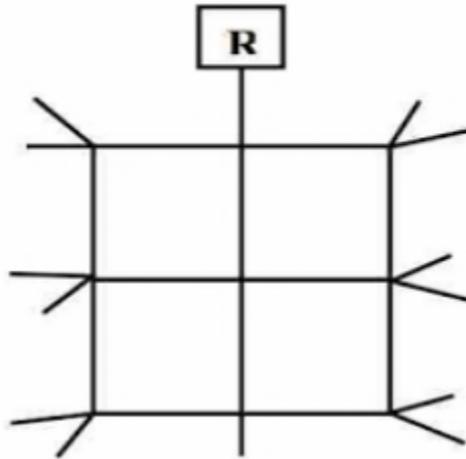


Figure VI.2 : Réseau ramifié [10]

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.

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.

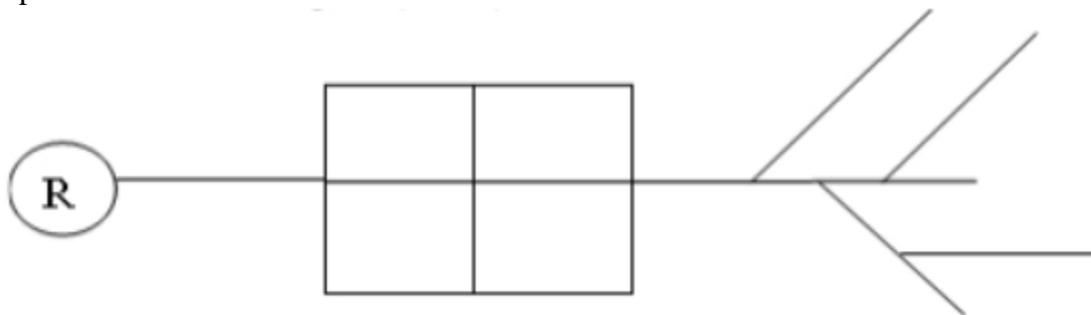


Figure VI.3 : Réseau combiné [10]

VI.3. Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires)

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de celui-ci. On en cite :

VI.3.1. Les canalisations : Les réseaux de distribution sont constitués de :

Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.

Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VI.3.2.Robinets vannes : Ils sont placés au niveau de chaque noeud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite «béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VI.3.3.Bouches ou poteau d'incendie : Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

VI.3.4.Clapets : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu.

VI.3.5.Ventouses : Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses sont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

VI.3.6.Régulateurs de pression : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

VI.3.7.Robinets de vidange (décharge) : Ce sont des robinets placés aux endroits des points le plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VI.3.8.Pièces spéciales de raccord : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet.

VI.3.9.Les Tés : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

VI.3.10.Les coudes : Utilisés en cas de changement de direction.

VI.3.11. Les cônes de réduction : Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

VI.4. Définition des tronçons

Un tronçon est délimité par deux nœuds d'extrémité il est caractérisé par sa longueur, son diamètre, sa rugosité et par son débit(Q).

VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque 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.5.1. Débit de pointe

Le débit de pointe représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée. (Voir le tableau (II.10)).

$$Q_{p1} = 30.1053 \text{ (m}^3\text{/h)} = 8.3626 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{p2} = 24.9492 \text{ (m}^3\text{/h)} = 6.9303 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{p3} = 5.8042 \text{ (m}^3\text{/h)} = 1.6123 \text{ (l/s)}$$

VI.5.2. 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 :

VI.5.2.1.Zone 1

$$Q_{sp1} = Q_{p1} / \Sigma L_{1i}$$

ΣL_{1i} : La Somme des longueurs de tous les tronçons formant le réseau.

$$Q_{p1} = 8.3626 \text{ (l/s)}$$

$$\Sigma L_{1i} = 3747,95 \text{ m}$$

$$Q_{sp1} = Q_{p1} / \Sigma L_{1i}$$

$$Q_{sp1} = 0,0028115 \text{ (l/s)}$$

VI.5.2.2.Zone 2

$$Q_{p2} = 24.9492 \text{ (m}^3\text{/h)} = 6.9303 \text{ (l/s)}$$

$$\Sigma L_{2i} = 2905.56 \text{ m}$$

$$Q_{sp2} = Q_{p2} / \Sigma L_{2i}$$

$$Q_{sp2} = 0,002385 \text{ (l/s)}$$

VI.5.2.3.Zone 3

$$Q_{p3} = 5.8042 \text{ (m}^3\text{/h)} = 1.6123 \text{ (l/s)}$$

$$\Sigma L_{3i} = 712.17 \text{ m}$$

$$Q_{sp3} = Q_{p3} / \Sigma L_{3i}$$

$$Q_{sp3} = 0.002264 \text{ (l/s)}$$

VI.5.3 .Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Tableau VI.1: Débits aux nœuds le cas de pointe

Numéro de nœud	Tronçon	L(m)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	R—1	271,85	0,00223125	0,606565	0,39
	1—2	46,08	0,00223125	0,102816	
	1—13	28,22	0,00223125	0,062966	
2	2—1	46,08	0,00223125	0,102816	0,26
	2—3	74,84	0,00223125	0,166987	
	2—14	23,16	0,00223125	0,051676	
	2—22	89,84	0,00223125	0,200456	
3	3—2	74,84	0,00223125	0,166987	0,49
	3—4	234,21	0,00223125	0,522581	
	3—25	128,80	0,00223125	0,287385	
4	4—3	234,21	0,00223125	0,522581	0,60
	4—5	35,58	0,00223125	0,079388	
	4—29	271,11	0,00223125	0,604914	
5	5—4	35,58	0,00223125	0,079388	0,38
	5—6	25,66	0,00223125	0,057254	
	5—30	275,68	0,00223125	0,615111	
6	6—5	25,66	0,00223125	0,057254	0,37
	6—7	27,19	0,00223125	0,060668	
	6—31	279,65	0,00223125	0,623969	
7	7—6	27,19	0,00223125	0,060668	0,37
	7—8	31,78	0,00223125	0,070909	
	7—32	268,65	0,00223125	0,599425	

Tableau VI.1: Débits aux nœuds le cas de pointe(suite)

Numéro de nœud	Tronçon	L(m)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
8	8—7	31,78	0,00223125	0,070909	0,33
	8—9	30,66	0,00223125	0,06841	
	8—33	234,86	0,00223125	0,524031	
9	9—8	30,66	0,00223125	0,06841	0,30
	9—10	30,42	0,00223125	0,067875	
	9—34	203,91	0,00223125	0,454974	
10	10—9	30,42	0,00223125	0,067875	0,13
	10—11	24,05	0,00223125	0,053662	
	10—35	59,27	0,00223125	0,132246	
11	11—10	24,05	0,00223125	0,053662	0,17
	11—12	52,50	0,00223125	0,117141	
	11—36	76,61	0,00223125	0,170936	
12	12—11	52,50	0,00223125	0,117141	0,33
	12—38	243,37	0,00223125	0,543019	
13	13—1	28,22	0,00223125	0,062966	0,03
14	14—15	14,25	0,00223125	0,031795	0,12
	14—2	23,16	0,00223125	0,051676	
	14—17	71,06	0,00223125	0,158553	
15	15—14	14,25	0,00223125	0,031795	0,08
	15—16	26,30	0,00223125	0,058682	
	15—21	30,29	0,00223125	0,067585	
16	16—15	26,30	0,00223125	0,058682	0,03
17	17—14	71,06	0,00223125	0,158553	0,17
	17—18	53,60	0,00223125	0,119595	
	17—19	24,32	0,00223125	0,054264	
18	18—17	53,60	0,00223125	0,119595	0,06

Tableau VI.1: Débits aux nœuds le cas de pointe(suite)

Numéro de nœud	Tronçon	L(m)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
19	19—17	24,32	0,00223125	0,054264	0,10
	19—20	65,16	0,00223125	0,145388	
20	20—19	65,16	0,00223125	0,145388	0,07
21	21—15	30,29	0,00223125	0,067585	0,03
22	22—2	89,84	0,00223125	0,200456	0,19
	22—23	81,01	0,00223125	0,180754	
23	23—22	81,01	0,00223125	0,180754	0,21
	23—24	56,99	0,00223125	0,127159	
	23—28	51,44	0,00223125	0,114776	
24	24—23	56,99	0,00223125	0,127159	0,06
25	25—3	128,80	0,00223125	0,287385	0,25
	25—26	36,56	0,00223125	0,081575	
	25—27	58,06	0,00223125	0,129546	
26	26—25	36,56	0,00223125	0,081575	0,04
27	27—25	58,06	0,00223125	0,129546	0,06
28	28—23	51,44	0,00223125	0,114776	0,06
29	29—4	271,11	0,00223125	0,604914	0,30
30	30—5	275,68	0,00223125	0,615111	0,31
31	31—6	279,65	0,00223125	0,623969	0,31
32	32—7	268,65	0,00223125	0,599425	0,30
33	33—8	234,86	0,00223125	0,524031	0,26
34	34—9	203,91	0,00223125	0,454974	0,23
35	35—10	59,27	0,00223125	0,132246	0,07
36	36—11	79,61	0,00223125	0,17763	0,21
	36—37	107,96	0,00223125	0,240886	
37	37—36	107,96	0,00223125	0,240886	0,12
38	38—12	243,37	0,00223125	0,543019	0,27

VI.5.4. Modélisation du réseau par logiciel Epanet

Epanet est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression "conduites"

VI.5.5. Les étapes d'utilisation d'Epanet

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

- Dessiner un réseau.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer la simulation.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VI.5.6. Modélisation du réseau

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des noeuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les noeuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs.

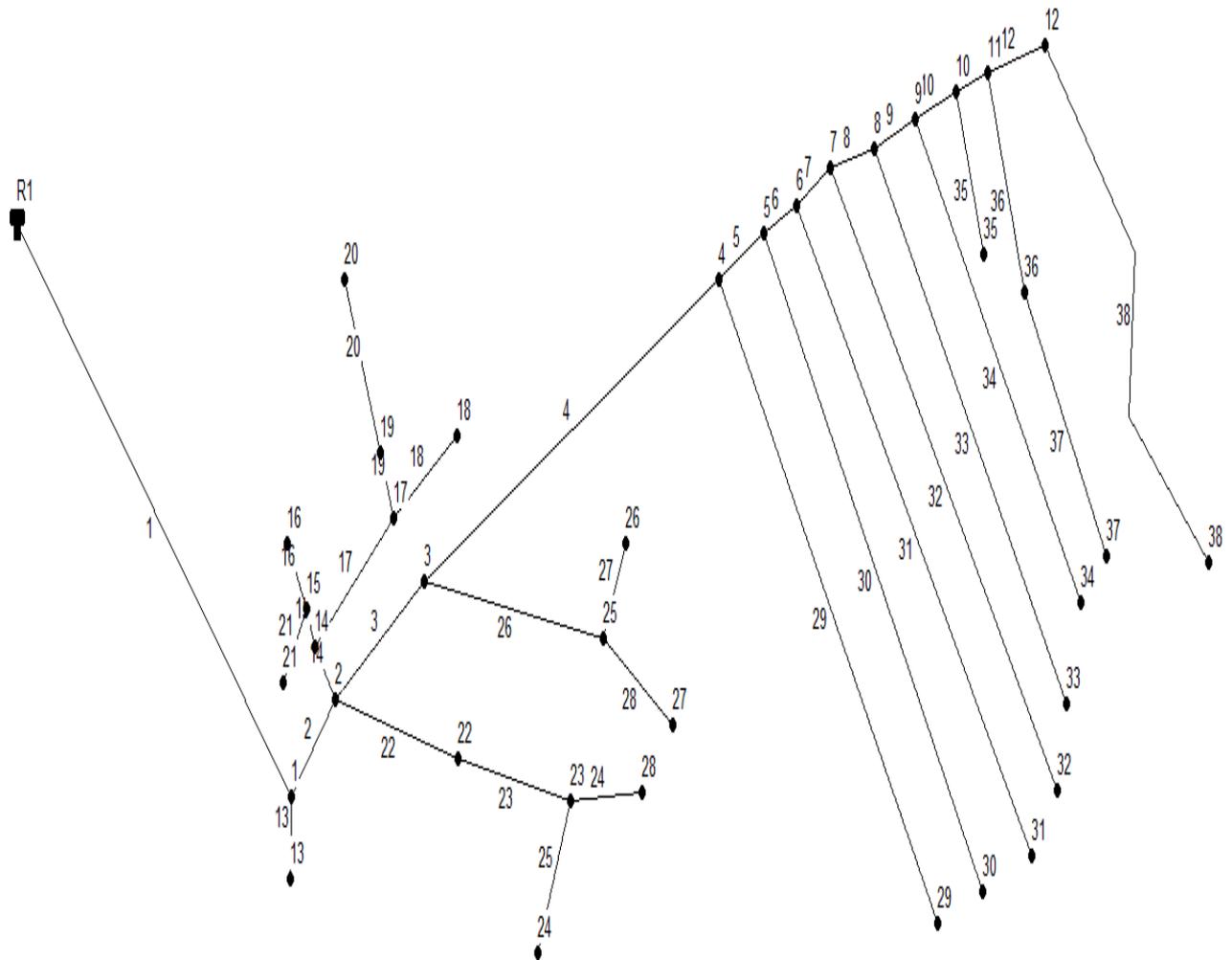


Figure VI.4 : Schéma du réseau zone 1

VI.5.7. Résultats après la simulation par logiciel Epanet (cas de pointe)

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc ‘‘conduite’’, nous pouvons demander à EPANET d’effectuer la simulation du réseau dans le but d’avoir des vitesses dans l’intervalle (0.5 m/s et 1.5 m/s) pour chaque conduite. Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure suivante :

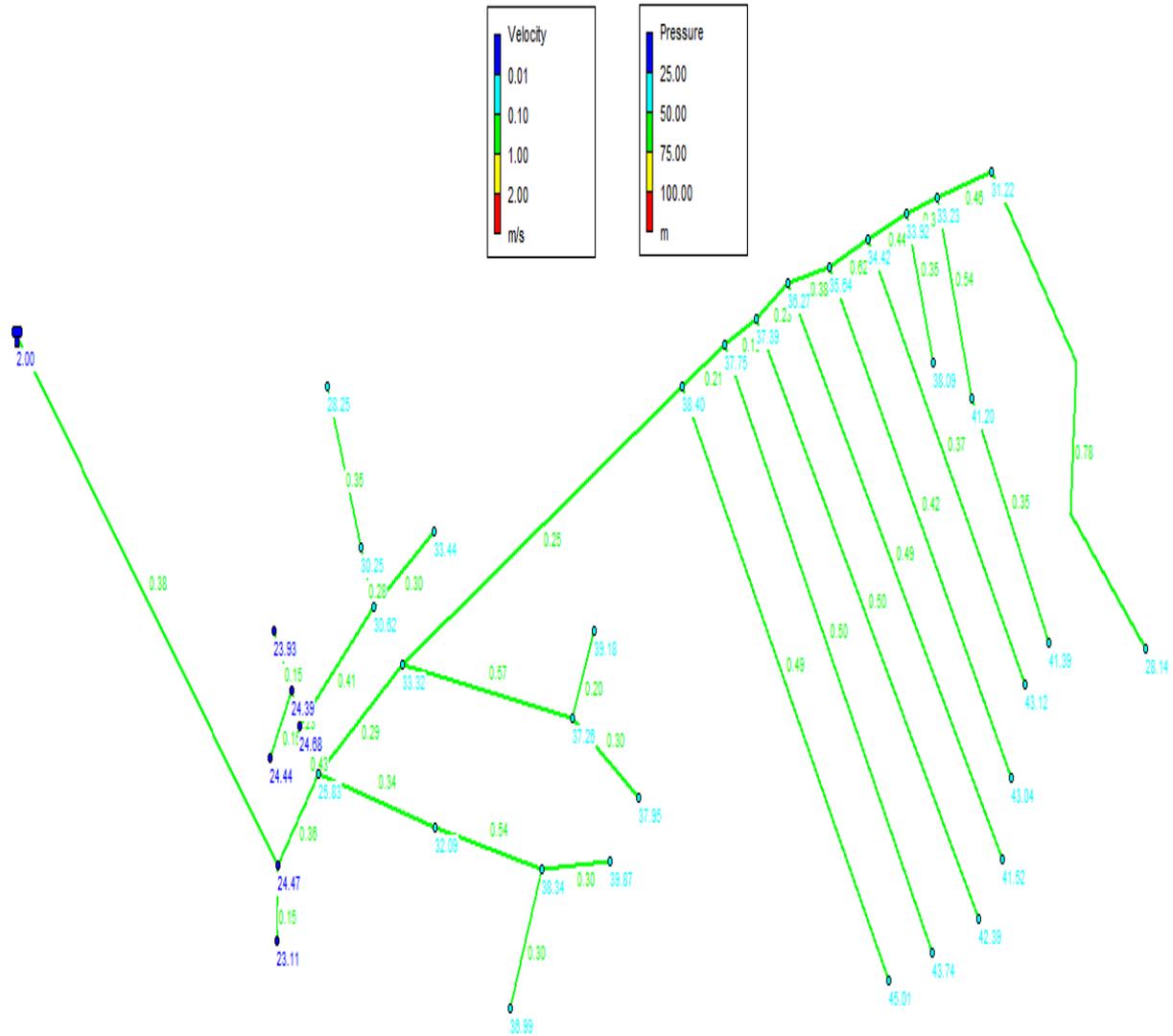


Figure VI.5 : Schéma du réseau après la simulation

• Les résultats de simulation des nœuds sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Etat des nœuds du réseau

Nœud ID	Elevation (m)	Demand (L/S)	Pressure (m)
Nœud16	1010.65	0.03	23.93
Nœud15	1010.32	0.08	24.39
Nœud14	1010.111	0.12	24.68
Nœud2	1009.21	0.26	25.83
Nœud3	1001.635	0.49	33.32
Nœud4	996.346	0.60	38.40
Nœud5	996.974	0.38	37.75
Nœud6	997.322	0.37	37.39
Nœud7	998.416	0.37	36.27
Nœud8	998.928	0.33	35.64
Nœud9	999.712	0.30	34.42
Nœud10	999.98	0.13	33.92
Nœud11	1000.53	0.17	33.23
Nœud12	1001.845	0.33	31.22
Nœud17	1003.25	0.17	30.62
Nœud18	999.475	0.06	33.44
Nœud19	1003.421	0.10	30.25
Nœud20	1003.876	0.07	28.25
Nœud21	1010.12	0.03	24.44
Nœud1	1010.65	0.39	24.47
Nœud13	1011.87	0.03	23.11

Tableau VI.2: Etat des nœuds du réseau(suite)

Nœud ID	Elevation (m)	Demand (L/S)	Pressure (m)
Nœud22	1002.32	0.19	32.09
Nœud23	993.84	0.21	38.34
Nœud24	994.165	0.06	36.99
Nœud25	993.743	0.25	37.26
Nœud26	991.513	0.04	39.18
Nœud28	991.386	0.06	39.87
Nœud27	992.006	0.06	37.95
Nœud30	984.222	0.31	43.74
Nœud31	985.466	0.31	42.39
Nœud32	986.965	0.30	41.52
Nœud33	987.367	0.26	43.04
Nœud34	988.13	0.23	43.12
Nœud36	990.365	0.21	41.20
Nœud38	986.144	0.27	28.14
Nœud29	983.475	0.30	45.01
Nœud35	994.398	0.07	38.09
Nœud 37	988.329	0.12	41.39

- Les résultats de simulation des tronçons sont présentés dans le tableau et ci-dessous :

Tableau VI.3: Etat des conduites du réseau

	Longueur (m)	Diamètre(mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Hmt (m/km)
Tuyau 2	46.08	163.6	7.64	0.36	1.71
Tuyau 3	74.84	163.6	6.20	0.29	1.16
Tuyau 4	234.21	163.6	5.36	0.25	0.89
Tuyau 5	35.58	163.6	4.46	0.21	0.63
Tuyau 6	25.66	163.6	3.77	0.18	0.46
Tuyau 7	27.19	130.8	3.09	0.23	0.95
Tuyau 8	31.78	90	2.42	0.38	3.74
Tuyau 9	30.66	61.4	1.83	0.62	14.35
Tuyau 10	30.42	61.4	1.30	0.44	7.62
Tuyau 11	24.05	61.4	1.10	0.37	5.59
Tuyau 13	28.22	16	0.03	0.15	4.96
Tuyau 14	23.16	44	0.66	0.43	11.00
Tuyau 15	14.25	28	0.14	0.23	5.63
Tuyau 16	26.30	16	0.03	0.15	4.96
Tuyau 17	71.06	35.2	0.40	0.41	12.91
Tuyau 18	53.60	16	0.06	0.30	17.90
Tuyau 19	24.32	28	0.17	0.28	8.07
Tuyau 20	65.16	16	0.07	0.35	23.82
Tuyau 21	30.29	16	0.03	0.15	4.96
Tuyau 22	89.84	44	0.52	0.34	7.08
Tuyau 23	81.01	28	0.33	0.54	27.56

Tableau VI.3: Etat des conduites du réseau(suite)

	Longueur (m)	Diamètre(mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Hmt (m/km)
Tuyau 24	51.44	16	0.06	0.30	17.90
Tuyau 25	56.99	16	0.06	0.30	17.90
Tuyau 26	128.80	28	0.35	0.57	30.73
Tuyau 27	36.56	16	0.04	0.20	8.45
Tuyau 28	58.06	16	0.06	0.30	17.90
Tuyau 29	271.11	28	0.30	0.49	23.10
Tuyau 30	275.68	28	0.31	0.50	24.54
Tuyau 31	279.65	28	0.31	0.50	24.54
Tuyau 32	268.65	28	0.30	0.49	23.10
Tuyau 34	203.91	28	0.23	0.37	14.12
Tuyau 35	59.27	16	0.07	0.35	23.82
Tuyau 36	79.61	28	0.33	0.54	27.56
Tuyau 37	107.96	21	0.12	0.35	17.18
Tuyau 38	243.37	21	0.27	0.78	77.16
Tuyau 12	52.50	40.8	-0.60	0.46	13.33
Tuyau 1	271.85	163.6	8.06	0.38	1.89
Tuyau 33	234.86	28	0.26	0.42	17.72

Interprétation:

La simulation montre que la majorité des vitesses sont entre 0.4 m/s et 1 m/s la chose qui permet le bon fonctionnement du réseau.

VI.5.8. Cas de pointe + incendie

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit d'incendie nécessaire qui est de 17 l/s donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable, le choix de ce nœud doit tenir compte les facteurs suivant :

- ✓ Risque d'incendie important.
- ✓ La densité d'habitation.
- ✓ L'équipement des immeubles.

L'emplacement d'un poteau d'incendie se fait d'une manière respectant les critères suivants :

- ✓ le débit de fonctionnement d'un poteau d'incendie doit être égal à 17 l/s pour une durée de 2 heures.
- ✓ la pression fournie au poteau d'incendie doit être supérieure à 1.5 bar.
- ✓ la distance maximale entre deux poteaux d'incendies est 200 m. à 300m
- ✓ le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 mm.

En se basant sur la densité de la population et sur les endroits les plus exposés aux incendies, sans oublier les conditions de fonctionnement et d'emplacement des poteaux d'incendies, nous avons décidé de placer d'un poteau sur le réseau au niveau du nœud : N 7. Donc sur le réseau de distribution, nous avons ajouté des débits localisés de 17 l/s au niveau des nœuds N 7 ;

La figure (IV.3) montre la variation de la pression et du débit dans le réseau (cas de pointe + incendie).

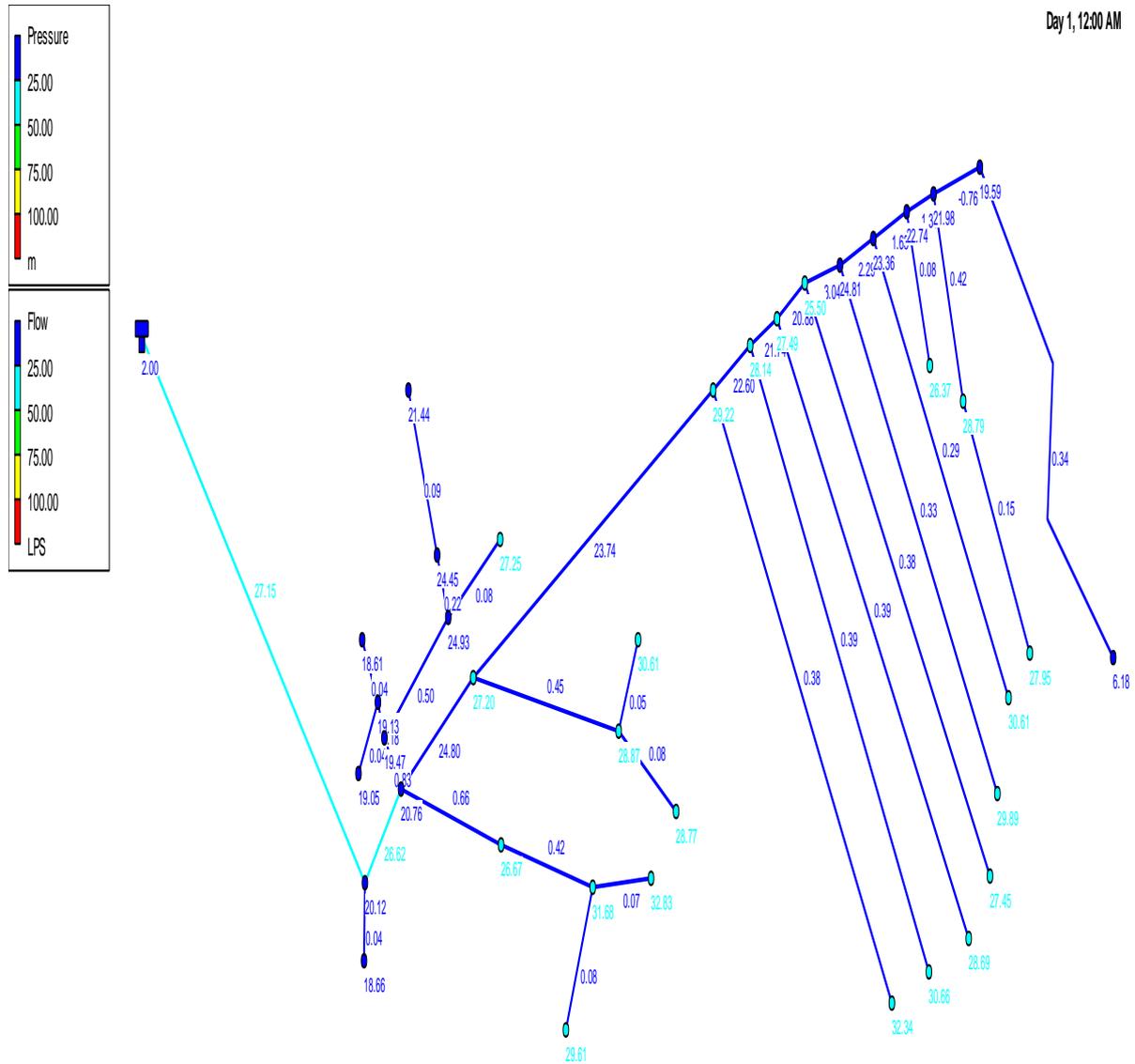


Figure VI.6 Variation de la pression et du débit dans le réseau (cas de pointe + incendie)

Tableau IV.4 : Etats des conduites dans le réseau (cas de pointe + incendie)

Link ID	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 2	46.08	163.6	24.64	1.17
Tuyau 3	74.84	163.6	23.20	1.10
Tuyau 4	234.21	163.6	22.36	1.06
Tuyau 5	35.58	163.6	21.46	1.02
Tuyau 6	25.66	163.6	20.77	0.99
Tuyau 7	27.19	130.8	20.09	1.50
Tuyau 8	31.78	90	2.42	0.38
Tuyau 9	30.66	61.4	1.83	0.62
Tuyau 10	30.42	61.4	1.30	0.44
Tuyau 11	24.05	61.4	1.10	0.37
Tuyau 13	28.22	16	0.03	0.15
Tuyau 14	23.16	44	0.66	0.43
Tuyau 15	14.25	28	0.14	0.23
Tuyau 16	26.30	16	0.03	0.15
Tuyau 17	71.06	35.2	0.40	0.41
Tuyau 18	53.60	16	0.06	0.30
Tuyau 19	24.32	28	0.17	0.28
Tuyau 20	65.16	16	0.07	0.35
Tuyau 21	30.29	16	0.03	0.15
Tuyau 22	89.84	44	0.52	0.34
Tuyau 23	81.01	28	0.33	0.54
Tuyau 24	51.44	16	0.06	0.30
Tuyau 25	56.99	16	0.06	0.30
Tuyau 26	128.80	28	0.35	0.57

Tableau IV.4 : Etats des conduites dans le réseau (cas de pointe + incendie)(suite)

Link ID	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 27	36.56	16	0.04	0.20
Tuyau 28	58.06	16	0.06	0.30
Tuyau 29	271.11	28	0.30	0.49
Tuyau 30	275.68	28	0.31	0.50
Tuyau 31	279.65	28	0.31	0.50
Tuyau 32	268.65	28	0.30	0.49
Tuyau 34	203.91	28	0.23	0.37
Tuyau 35	59.27	16	0.07	0.35
Tuyau 36	79.61	28	0.33	0.54
Tuyau 37	107.96	21	0.12	0.35
Tuyau 38	243.37	21	0.27	0.78
Tuyau 12	52.50	40.8	-0.60	0.46
Tuyau 1	271.85	163.6	25.06	1.19
Tuyau 33	234.86	28	0.26	0.42

Interprétation:

La simulation montre que la majorité des vitesses sont entre 0.4 m/s et 1.5 m/s la chose qui permet le bon fonctionnement du réseau. Ces vitesses sont cause de la redistribution des débits qui sont adoptés aux diamètres choisis.

La figure IV.4 montre la variation de la pression et de la vitesse dans le réseau (cas de pointe + incendie).

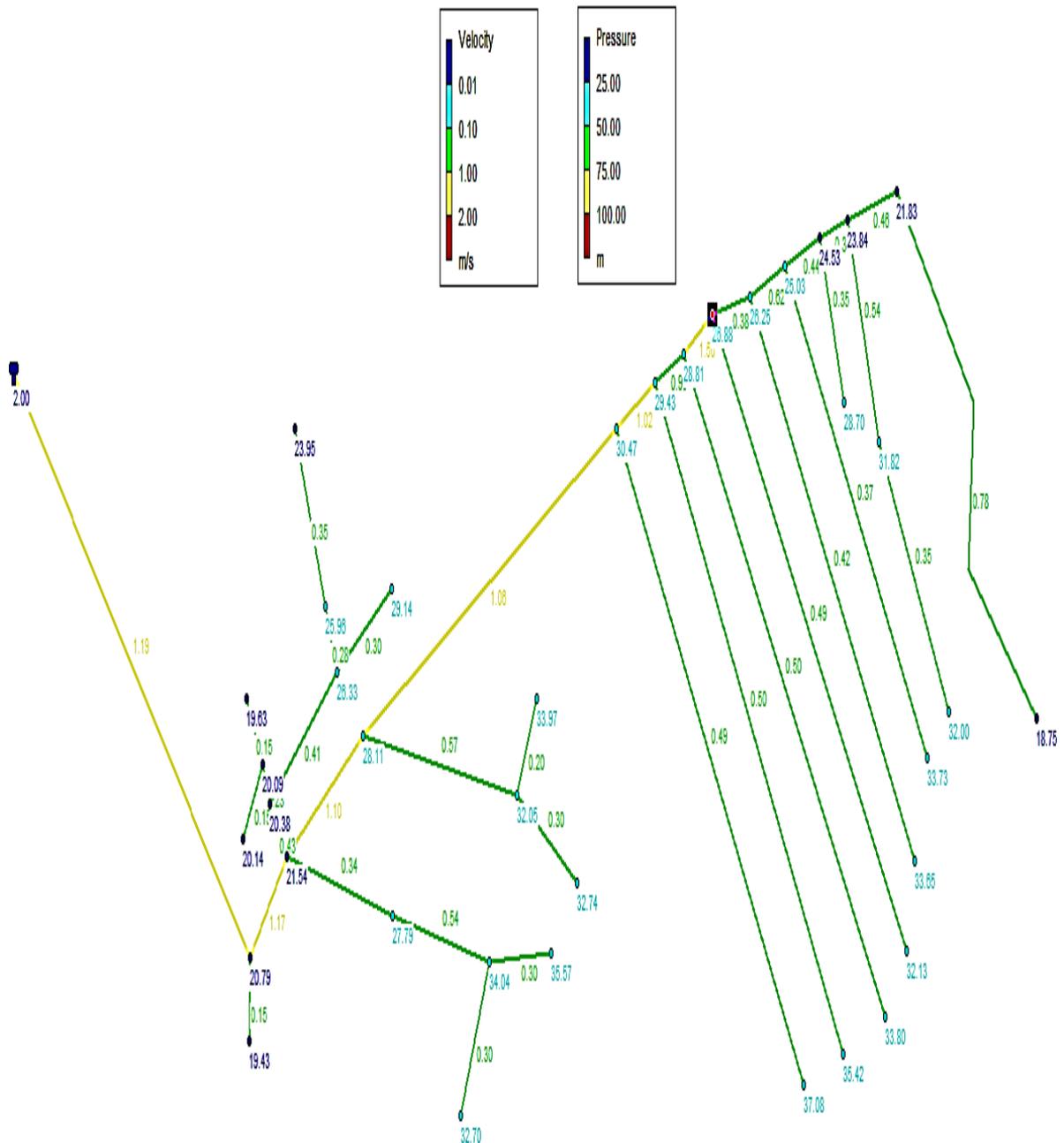


Figure VI.7 : Variation de la pression et la vitesse dans le réseau (cas de pointe + incendie)

Day 1, 12:00 AM

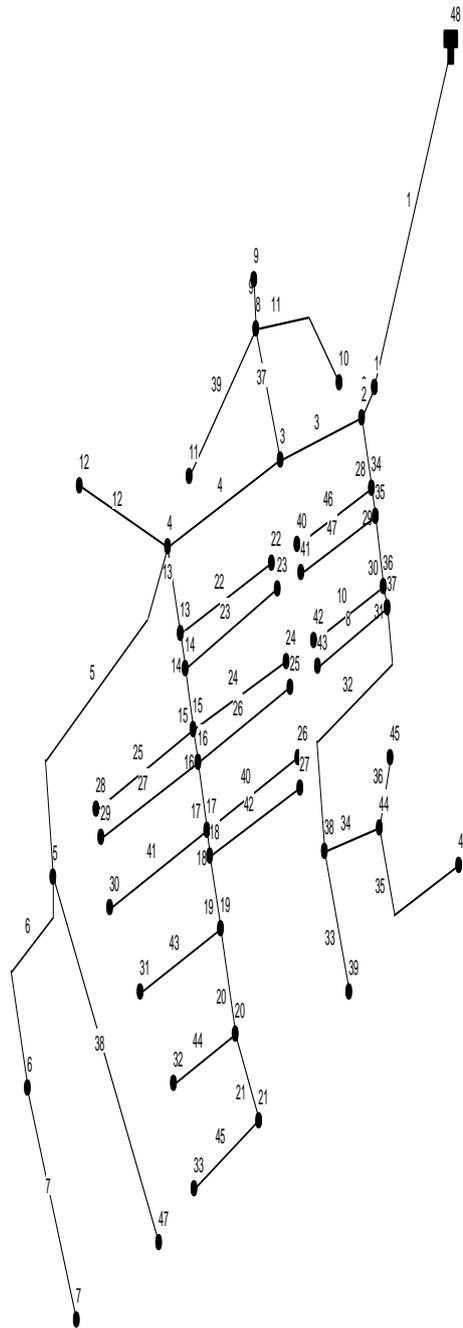


Figure VI.8 : Schéma du réseau zone2

Résultats après la simulation par logiciel Epanet :

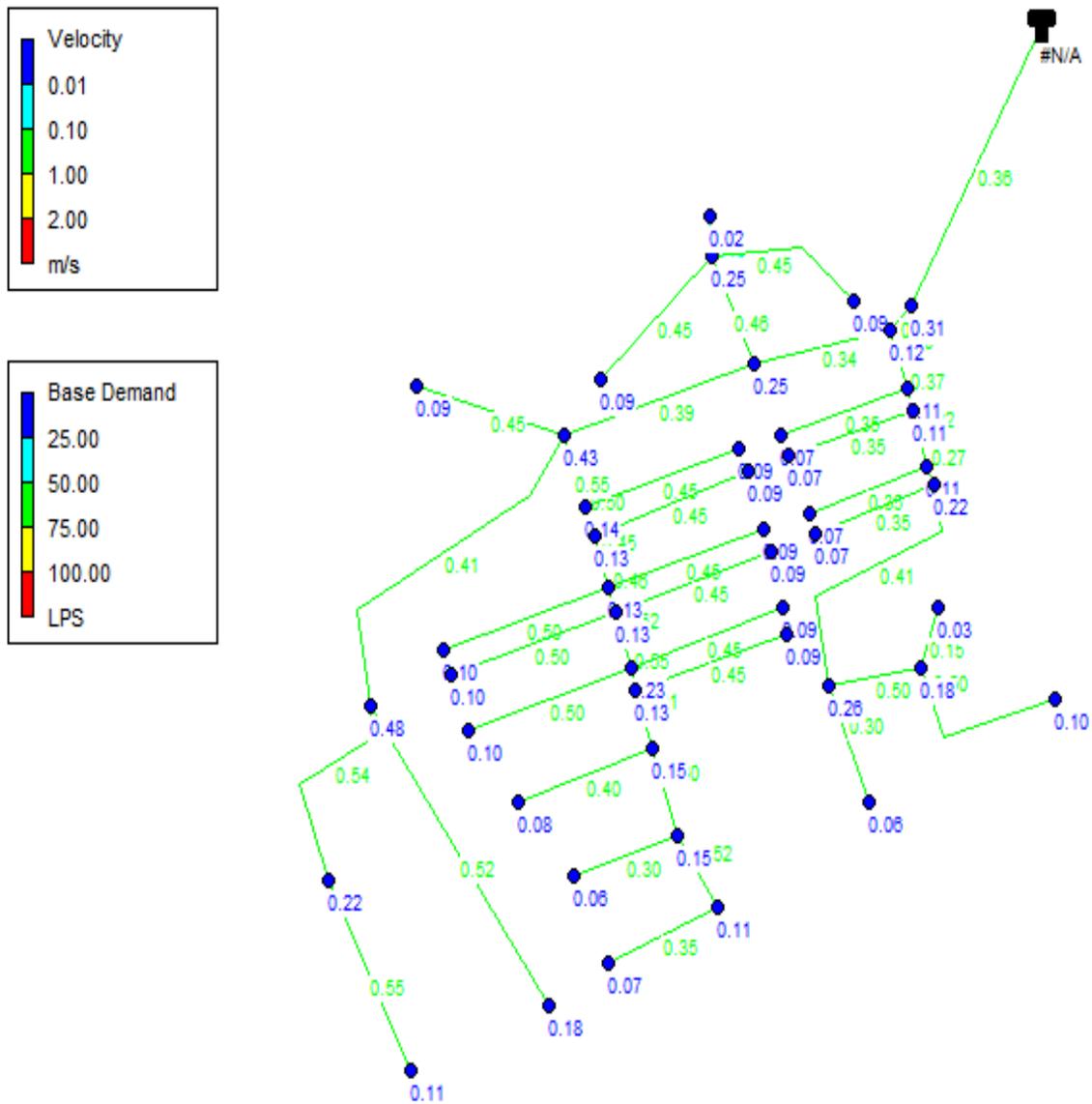


Figure VI.9 : Schéma du réseau après la simulation

• Les résultats de simulation des nœuds sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: présenté de simulation des nœuds

Nœud ID	Elevation (m)	Base Demande (l/s)	Pressure (m)
Nœud1	1011,33	0.31	54.15
Nœud7	998,412	0.11	58.10
Nœud47	997,322	0.18	61.12
Nœud21	998,336	0.11	63.72
Nœud4	1017,49	0.43	47.56
Nœud13	1014,63	0.14	50.12
Nœud14	1013,44	0.13	51.22
Nœud15	1011,98	0.13	52.54
Nœud16	1010,77	0.13	53.67
Nœud17	1009,95	0.23	54.20
Nœud18	1006,84	0.13	57.16
Nœud19	1004,32	0.15	59.43
Nœud20	1002,55	0.15	60.74
Nœud5	1011,63	0.48	52.18
Nœud6	997,21	0.22	64.06
Nœud3	1012,36	0.25	52.98
Nœud8	1015,62	0.25	48.94
Nœud9	1019,23	0.02	45.30
Nœud10	1012,48	0.09	49.24
Nœud11	1016,95	0.09	44.88
Nœud2	1012,55	0.12	52.91
Nœud34	1011,32	0.11	54.08
Nœud35	1010,85	0.11	54.50

Tableau IV.5: présenté de simulation des nœuds (suite)

Nœud ID	Elevation (m)	Base Demande (l/s)	Pressure (m)
Nœud36	1009,42	0.11	55.83
Nœud37	1008,97	0.22	56.26
Nœud38	1004,85	0.26	59.17
Nœud44	1004,32	0.18	58.61
Nœud45	1005,32	0.03	57.49
Nœud46	1003,36	0.10	55.67
Nœud39	1000,84	0.06	62.27
Nœud22	1011,32	0.09	50.55
Nœud23	1010,95	0.09	50.77
Nœud24	1009,45	0.09	52.15
Nœud25	1008,47	0.09	53.03
Nœud26	1007,63	0.09	53.63
Nœud27	1006,21	0.09	54.94
Nœud28	1014,66	0.10	46.11
Nœud29	1009,88	0.10	50.81
Nœud30	1004,45	0.10	55.98
Nœud31	1000,87	0.08	60.84
Nœud32	999,46	0.06	62.91
Nœud33	996,54	0.07	64.18
Nœud40	1011,65	0.07	52.27
Nœud41	1010,98	0.07	52.90
Nœud42	1009,45	0.07	54.41
Nœud43	1008,12	0.07	55.71
Nœud12	1015,88	0.09	46.42
Réservoir 48	1063,72	-6.45	2.00

- Les résultats de simulation des tronçons sont présentés dans le tableau et ci-dessous :

Tableau IV.6 : Etats des conduites dans le réseau

Link ID	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 45	56.10	16	-0.07	0.35
Tuyau 14	12.23	73.6	2.12	0.50
Tuyau 15	21.50	73.6	1.90	0.45
Tuyau 16	11.09	66	1.58	0.46
Tuyau 17	23.89	55.4	1.26	0.52
Tuyau 18	9.03	44	0.84	0.55
Tuyau 19	25.14	44	0.62	0.41
Tuyau 20	37.03	35.2	0.39	0.40
Tuyau 4	94.40	111.8	-3.86	0.39
Tuyau 3	65.42	130.8	-4.56	0.34
Tuyau 28	24.46	79.2	1.46	0.30
Tuyau 29	9.49	66	1.28	0.37
Tuyau 30	24.03	66	1.10	0.32
Tuyau 31	7.78	66	0.92	0.27
Tuyau 32	120.56	44	0.63	0.41
Tuyau 33	50.73	16	0.06	0.30
Tuyau 34	44.02	28	0.31	0.50
Tuyau 35	84.77	16	0.10	0.50
Tuyau 36	25.38	16	0.03	0.15
Tuyau 37	48.03	35.2	0.45	0.46
Tuyau 9	16.33	16	0.02	0.10
Tuyau 39	72.09	16	0.09	0.45
Tuyau 11	75.16	16	0.09	0.45

Tableau IV.6 : Etats des conduites dans le réseau (suite)

Link ID	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 38	147.63	21	-0.18	0.52
Tuyau 7	86.50	16	-0.11	0.55
Tuyau 22	75.88	16	0.09	0.45
Tuyau 23	77.38	16	0.09	0.45
Tuyau 24	77.14	16	0.09	0.45
Tuyau 26	77.36	16	0.09	0.45
Tuyau 40	76.22	16	0.09	0.45
Tuyau 42	74.97	16	0.09	0.45
Tuyau 46	62.30	16	0.07	0.35
Tuyau 47	61.50	16	0.07	0.35
Tuyau 10	58.29	16	0.07	0.35
Tuyau 8	58.76	16	0.07	0.35
Tuyau 41	80.80	16	0.10	0.50
Tuyau 43	66.86	16	0.08	0.40
Tuyau 44	51.78	16	0.06	0.30
Tuyau 6	92.32	28	0.33	0.54
Tuyau 21	34.06	21	0.18	0.52
Tuyau 25	81.37	16	0.10	0.50
Tuyau 27	81.15	16	0.10	0.50
Tuyau 2	14.27	163.6	6.14	0.29
Tuyau 13	30.75	73.6	-2.35	0.55
Tuyau 5	161.71	55.4	0.99	0.41
Tuyau 12	72.44	16	0.09	0.45
Tuyau 1	128.42	150.6	6.45	0.36

On va changer le débit dans le nœud N4 en remplaçant par $Q_{N4}=17,538$ l/s, le schéma suivant représente changement des pressions et les vitesses.

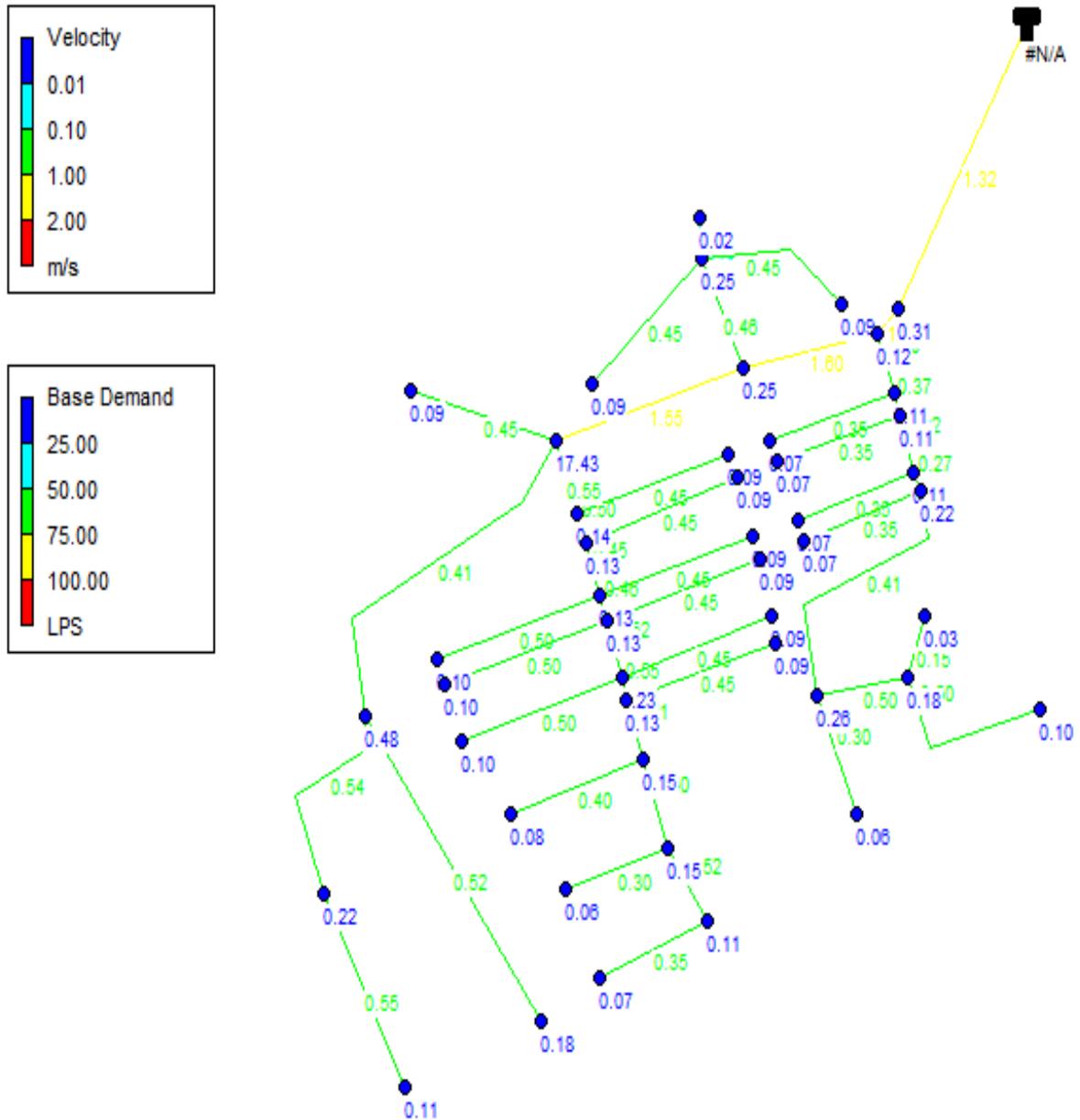


Figure VI.10 : Variation de la pression et la vitesse dans le réseau (cas de pointe + incendie).

Tableau IV.7 : Résultats de simulation Epanet (cas de pointe+incendie)

Nœud ID	Elevation (m)	Base Demande (l/s)	Pressure (m)
Nœud1	1011,33	0.31	51.77
Nœud7	998,412	0.11	50.60
Nœud47	997,322	0.18	53.62
Nœud21	998,336	0.11	56.22
Nœud4	1017,49	17.43	40.06
Nœud13	1014,63	0.14	42.63
Nœud14	1013,44	0.13	43.72
Nœud15	1011,98	0.13	45.04
Nœud16	1010,77	0.13	46.17
Nœud17	1009,95	0.23	46.71
Nœud18	1006,84	0.13	49.66
Nœud19	1004,32	0.15	51.93
Nœud20	1002,55	0.15	53.24
Nœud5	1011,63	0.48	44.69
Nœud6	997,21	0.22	56.57
Nœud3	1012,36	0.25	48.27
Nœud8	1015,62	0.25	44.24
Nœud9	1019,23	0.02	40.59
Nœud10	1012,48	0.09	44.53
Nœud11	1016,95	0.09	40.17
Nœud2	1012,55	0.12	50.36
Nœud34	1011,32	0.11	51.52
Nœud35	1010,85	0.11	51.94
Nœud36	1009,42	0.11	53.27

Tableau IV.7 : Résultats de simulation Epanet (cas de pointe+incendie)(suite)

Nœud ID	Elevation (m)	Base Demande (l/s)	Pressure (m)
Nœud37	1008,97	0.22	53.71
Nœud38	1004,85	0.26	56.61
Nœud44	1004,32	0.18	56.06
Nœud45	1005,32	0.03	54.93
Nœud46	1003,36	0.10	53.11
Nœud39	1000,84	0.06	59.71
Nœud22	1011,32	0.09	43.06
Nœud23	1010,95	0.09	43.28
Nœud24	1009,45	0.09	44.65
Nœud25	1008,47	0.09	45.53
Nœud26	1007,63	0.09	46.13
Nœud27	1006,21	0.09	47.44
Nœud28	1014,66	0.10	38.61
Nœud29	1009,88	0.10	43.31
Nœud30	1004,45	0.10	48.48
Nœud31	1000,87	0.08	53.34
Nœud32	999,46	0.06	55.41
Nœud33	996,54	0.07	56.68
Nœud40	1011,65	0.07	49.71
Nœud41	1010,98	0.07	50.34
Nœud42	1009,45	0.07	51.86
Nœud43	1008,12	0.07	53.15
Nœud12	1015,88	0.09	38.92
Réservoir 48	1063,72	-23.45	2.00

Tableau IV.8 : Etats des conduites dans le réseau (cas de pointe + incendie)

Link ID	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 45	56,1	16	-0.07	0.35
Tuyau 14	12,23	73.6	2.12	0.50
Tuyau 15	21,5	73.6	1.90	0.45
Tuyau 16	11,09	66	1.58	0.46
Tuyau 17	23,89	55.4	1.26	0.52
Tuyau 18	9,03	44	0.84	0.55
Tuyau 19	25,14	44	0.62	0.41
Tuyau 20	37,03	35.2	0.39	0.40
Tuyau 4	94,4	130.8	-20.86	1.55
Tuyau 3	65,42	130.8	-21.56	1.60
Tuyau 28	24,46	79.2	1.46	0.30
Tuyau 29	9,49	66	1.28	0.37
Tuyau 30	24,03	66	1.10	0.32
Tuyau 31	7,78	66	0.92	0.27
Tuyau 32	120,56	44	0.63	0.41
Tuyau 33	50,73	16	0.06	0.30
Tuyau 34	44,02	28	0.31	0.50
Tuyau 35	84,77	16	0.10	0.50
Tuyau 36	25,38	16	0.03	0.15
Tuyau 37	48,03	35.2	0.45	0.46
Tuyau 9	16,33	16	0.02	0.10
Tuyau 39	72,09	16	0.09	0.45
Tuyau 11	75,16	16	0.09	0.45
Tuyau 38	147,63	21	-0.18	0.52

Tableau IV.8 : Etats des conduites dans le réseau (cas de pointe + incendie)(suite)

Link ID	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 7	86,5	16	-0.11	0.55
Tuyau 22	75,88	16	0.09	0.45
Tuyau 23	77,38	16	0.09	0.45
Tuyau 24	77,14	16	0.09	0.45
Tuyau 26	77,36	16	0.09	0.45
Tuyau 40	76,22	16	0.09	0.45
Tuyau 42	74,97	16	0.09	0.45
Tuyau 46	62,3	16	0.07	0.35
Tuyau 47	61,5	16	0.07	0.35
Tuyau 10	58,29	16	0.07	0.35
Tuyau 8	58,76	16	0.07	0.35
Tuyau 41	80,8	16	0.10	0.50
Tuyau 43	66,86	16	0.08	0.40
Tuyau 44	51,78	16	0.06	0.30
Tuyau 6	92,32	28	0.33	0.54
Tuyau 21	34,06	21	0.18	0.52
Tuyau 25	81,37	16	0.10	0.50
Tuyau 27	81,15	16	0.10	0.50
Tuyau 2	14,27	163.6	23.14	1.10
Tuyau 13	30,75	73.6	-2.35	0.55
Tuyau 5	161,71	55.4	0.99	0.41
Tuyau 12	72,44	16	0.09	0.45
Tuyau 1	128,42	150.6	23.45	1.32

Interprétation:

La simulation montre que la majorité des vitesses sont entre 0.4 m/s et 1.5 m/s la chose qui permet le bon fonctionnement du réseau. Ces vitesses sont cause de la redistribution des débits qui sont adoptés aux diamètres choisis.

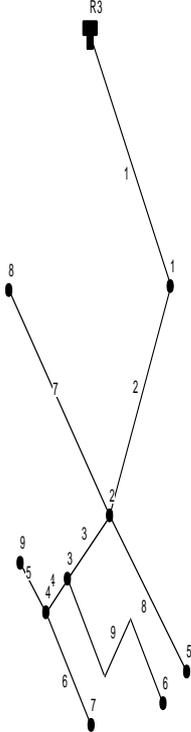


Figure VI.11 : Schéma du réseau zone 3

Résultats après la simulation par logiciel Epanet :

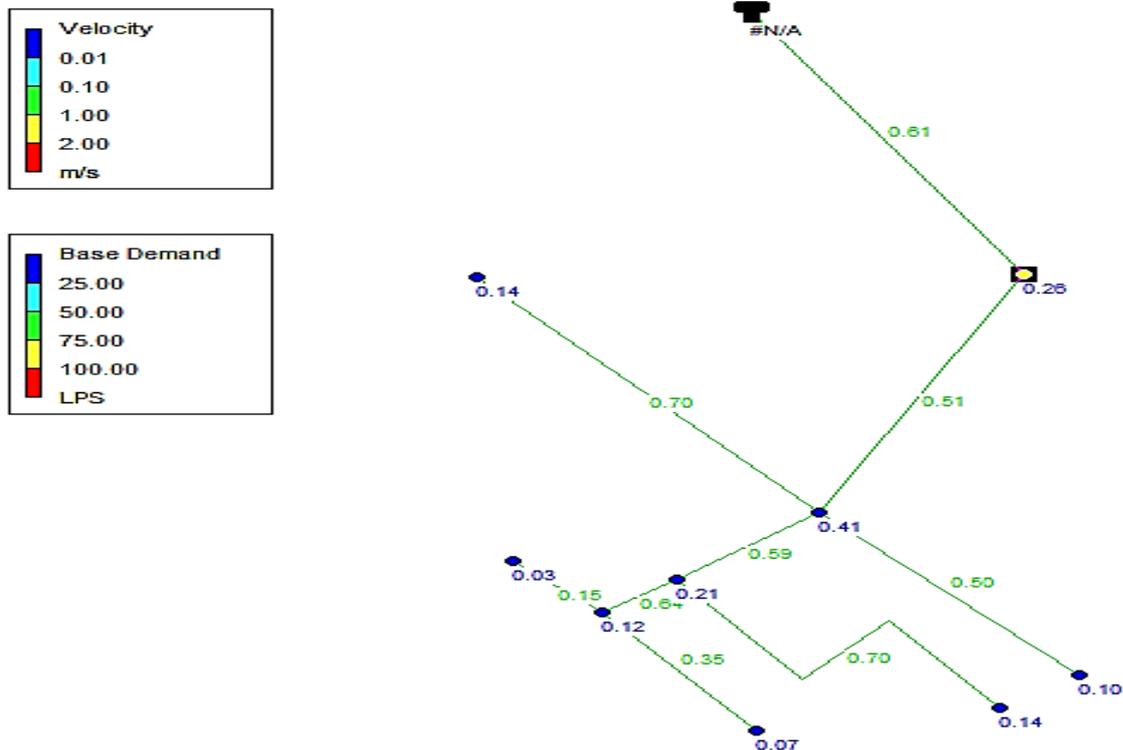


Figure VI.12 : Schéma du réseau après la simulation

•Les résultats de simulation des nœuds sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 10 présenté Les résultats de simulation des nœuds

Nœud ID	Elevation (m)	Base Demande (l/s)	Pressure (m)
Nœud1	1021.432	0.26	33.48
Nœud2	1018.32	0.41	35.41
Nœud3	1010.714	0.21	41.96
Nœud4	1009.23	0.12	42.30
Nœud8	1014.318	0.14	28.91
Nœud9	1010.041	0.03	41.35
Nœud6	1004.87	0.14	37.24
Nœud5	1004.819	0.10	44.85
Nœud7	1004.095	0.07	46.04
Réservoir R3	1055.86	-1.48	1.00

- Les résultats de simulation des tronçons sont présentés dans le tableau et ci-dessous :

Tableau 11 présenté les résultats de simulation des tronçons

Link ID	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 2	105.55	55.4	1.22	0.51
Tuyau 3	42.29	35.2	0.57	0.59
Tuyau 4	21.72	21	0.22	0.64
Tuyau 5	28.67	16	0.03	0.15
Tuyau 6	58.80	16	0.07	0.35
Tuyau 7	122.18	16	0.14	0.70
Tuyau 8	88.07	16	0.10	0.50
Tuyau 9	122.90	16	0.14	0.70
Tuyau 1	121.99	55.4	1.48	0.61

Interprétation:

La simulation montre que la majorité des vitesses sont entre 0.4 m/s et 0.7 m/s la chose qui permet le bon fonctionnement du réseau.

VI.6.Conclusion

D'après les résultats obtenus par le logiciel epanet, le réseau présente un équilibre acceptable. Pour les conduites du réseau, on utilise le PEHD comme type de matériau. On prend en compte la disponibilité sur le marché et résister la pression et un long durée de vie.

Pour le cas de pointe et pointe et incendie, la majorité des vitesses sont compris entre 0.4 et 1.5m/s et les pressions sont comprises entre (1 à 3 bar), les résultats sont appartient à la fourchette (vitesse [0.5 a 1.5m/s] ; pression [1 à 6 bar]).

Conclusion générale

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

Après avoir estimé les différents besoins en eau actuels et à long terme, on a été confronté à un débit maximal journalier de 12.44l/s pour tout le village.

Le résultat de comparaison entre les besoins en eau et la production montre que la quantité d'eau produite pour la ville de KHERBAT SIOUF est insuffisante pour répondre aux besoins en eau potable des populations, à court, à moyen et à long terme.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons projeté un réservoir, d'une capacité de 350m³.

Pour l'adduction, on a proposé d'adopter de nouvelles canalisations avec des nouveaux diamètres pour mettre fin aux fuites et de véhiculer le débit nécessaire à une alimentation optimale. Le diamètre varié entre 63 mm et 160 mm, que nous avons accompagné de vannes à papillon pour augmenter les pertes d'énergie en eau. Le choix du matériau s'est porté sur le PEHD pour les avantages qu'il présente comparé à d'autres conduites de matériaux différents.

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

La simulation du réseau a été exécutée avec succès ce qui nous a permis d'établir un état des lieux des paramètres hydrauliques sur tous les réseaux, et nous a aidé à bien comprendre le fonctionnement de notre réseau.

Le dimensionnement du réseau de distribution du KHERBAT SIOUF a été effectué avec le logiciel EPANET pour ajuster le réseau aux conditions de fonctionnement adéquates.

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 représente 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 », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.

[2] -Données recueillies auprès du Bureau d'Etudes Hydrotechniques et Environnement HADDAD ALI-Wilaya de Médéa.

[3]- Données recueillies (PDAU et RGPH) auprès des services d'APC de DERRAG.

[4]- **Dupont A** : "Hydraulique urbaine Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux". Edition EYROLLES, Paris, France, 477 pages,1979.

[5] -PDAU de la commune de DERRAG (EDITION FINALE) établis par BET EL IWANE. MEDEA (Novembre 2008).

[6] : Dupont, A. : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[7] : LAHDIRI, M.T. et MOUSSI, K. : « Diagnostique et renforcement du réseau d'AEP de la commune de Oued Ghir, Wilaya de BEJAIA», mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA. 2003.

[8] : AHSENE LYDIA . ALIMENTATION EN EAU POTABLE (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur laconduite de transfert Koudiat Acerdoune (Wilaya de TIZI OUZOU).

[9] : Treb, R. et Herbil, T. : « AEP des centres urbains situés sur l'axe Draa-ElMizan—Boughni—Ouadhias, à partir du barrage Koudiat Acerdoune. –Etude d'adduction ,» Mémoire de fin de d'étude, Université de Béjaia, 97 pages, 2007.

[10] : FOUGHALIA, I et MAAFRI, O., Etude de réseau d'AEP des villages AIN EL BAIDA, HERICHE, SEDARI et SEBIKIA, W. MILA, Mémoire de Fin d'Etudes Ingéniorat, Université A. Mira de Bejaia, Promotion juin 2006

[11] VALIROIN, F. :Gestion des eaux, alimentation en eau et assainissement, presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1989.

Annexe (1): Régime de la consommation des agglomérations

heures	nombre d'habitants				
	moins de 10000	10000 à 50000	50001 à 100000	plus de 100000	agglomération rurale
0-1	1,00%	1,50%	3,00%	3,35%	0,75%
1_2	1,00%	1,50%	3,20%	3,40%	0,75%
2_3	1,00%	1,50%	2,50%	3,30%	1,00%
3_4	1,00%	1,50%	2,60%	3,20%	1,00%
4_5	2,00%	2,50%	3,50%	3,25%	3,00%
5_6	3,00%	3,50%	4,10%	3,40%	5,50%
6_7	5,00%	4,50%	4,50%	3,85%	5,50%
7_8	6,50%	5,50%	4,90%	4,45%	5,50%
8_9	6,50%	6,00%	4,90%	5,20%	3,50%
9_10	5,50%	6,00%	5,60%	5,05%	3,50%
10_11	4,50%	6,00%	4,80%	4,85%	6,00%
11_12	5,50%	6,00%	7,70%	4,60%	8,50%
12_13	7,00%	5,00%	4,40%	4,60%	8,50%
13_14	7,00%	5,00%	4,10%	4,55%	6,00%
14_15	5,50%	5,50%	4,20%	4,75%	5,00%
15_16	4,50%	6,00%	4,40%	4,70%	5,00%
16_17	5,00%	6,00%	4,30%	4,65%	3,50%
17_18	6,50%	5,50%	4,10%	4,35%	3,50%
18_19	6,50%	5,00%	4,50%	4,40%	6,00%
19_20	5,00%	5,50%	4,50%	4,30%	6,00%
20_21	4,50%	4,00%	4,50%	4,30%	6,00%
21_22	3,00%	3,00%	4,80%	3,75%	3,00%
22_23	2,00%	2,00%	4,60%	3,75%	2,00%
23_24	1,00%	1,50%	3,30%	3,75%	1,00%

Annexe (2) : Liste de prix de vente des conduits



SNTP Est - Groupe B N° 02 - El-Hamiz Dar El-Beida Alge

Mobile : 0550 99 11 2

Tél. : 023 85 98 05 - Fax : 023 85 96 6

Site web : www.hydel.dz - E-mail: commercial@hydel.d

RC : 13 B 0992792 - NIF : 001316099279242 - N°Art. : 16205658710

Hydraulique - Tuyauterie - Assainissement - AEP - Pompes - Traitement des Eaux - Chauffage - Anti-Incendie

réf : T-PEHD-PEN04/21

LISTING PRIX DE VENTES - TUBES PEHD-EAU

	DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES		DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES
PN6	63	-	-	PN8	63	189,00	100ML
	75	-	-		75	259,20	100ML
	90	-	-		90	388,80	100ML
	110	-	-		110	583,20	100ML
	125	-	-		125	734,40	100ML
PN10	20	33,34	100ML	PN16	20	39,40	100ML
	25	45,46	100ML		25	57,27	100ML
	32	66,68	100ML		32	88,64	100ML
	40	101,71	100ML		40	137,16	100ML
	50	145,47	100ML		50	215,16	100ML
	63	236,39	100ML		63	330,34	100ML
	75	330,34	100ML		75	462,16	100ML
	90	467,47	100ML		90	686,75	100ML
	110	697,05	100ML		110	1 004,67	100ML
	125	909,21	12ML		125	1 307,69	12ML
	160	1 482,15	12ML		160	2 078,94	12ML
	200	2 219,96	12ML		200	3 273,12	12ML
	250	3 485,24	12ML		250	4 924,82	12ML
	315	5 940,00	12ML		315	8 910,00	12ML
	400	9 504,00	12ML		400	14 580,00	12ML
500	15 336,00	12ML	500	22 464,00	12ML		
630	26 460,00	12ML	630	39 420,00	12ML		
710	33 480,00	12ML	710	49 680,00	12ML		
800	42 120,00	12ML	800	62 100,00	12ML		
PN20	20	58,32	100ML	PN25	20	64,80	100ML
	25	78,84	100ML		25	92,88	100ML
	32	120,96	100ML		32	143,64	100ML
	40	186,84	100ML		40	221,40	100ML
	50	282,96	100ML		50	334,80	100ML
	63	448,20	100ML		63	518,40	100ML
	75	631,80	100ML		75	723,60	100ML
	90	907,20	100ML		90	1 058,40	100ML
	110	1 333,80	100ML		110	1 620,00	100ML
	125	1 728,00	12ML		125	2 052,00	12ML
	160	2 862,00	12ML		160	3 326,40	12ML
200	4 428,00	12ML	200	5 130,00	12ML		
250	6 696,00	12ML	250	7 938,00	12ML		
315	10 746,00	12ML	315	13 122,00	12ML		
400	16 848,00	12ML	400	21 384,00	12ML		
500	27 216,00	12ML	500	32 400,00	12ML		

Annexe (2): Variation de l'angle d'ouverture en fonction de K

Angle d'inclinaison du papillon (θ)	K
0-5	0,25
10	0,52
20	1,54
30	3,91
40	10,8
45	18,7
50	32,6
60	118
70	751
80	1400

Annexe (3) : Diamètres, épaisseurs des conduites en PEHD PN10

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)
20	2.0
25	2.0
32	2.0
40	2.4
50	3.0
63	3.8
75	4.5
90	5.4
110	6.6
125	7.4
160	9.5

Annexe (3) : Diamètres, épaisseurs des conduites en PEHD PN10(suite)

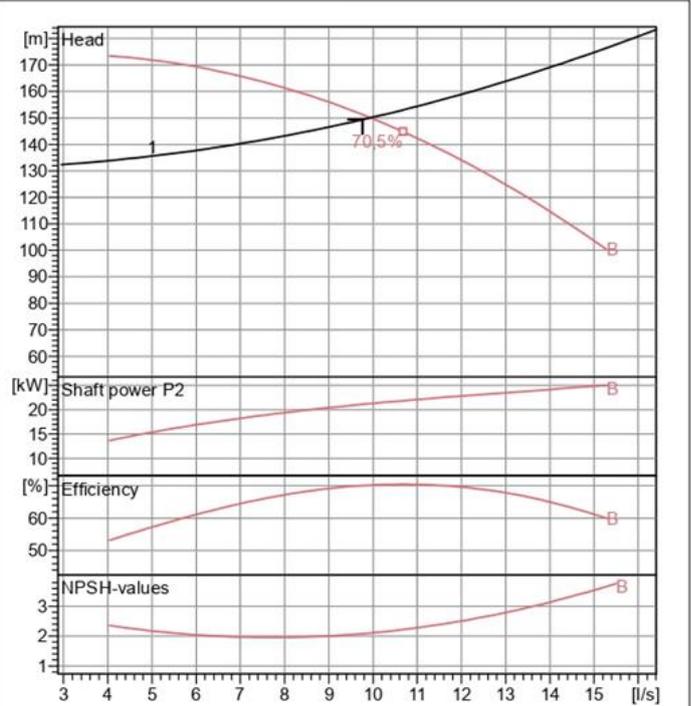
Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)
200	11.9
250	14.8
315	18.7
400	23.7
500	29.7
630	37.4

Annexe (4) : Diamètres, épaisseurs des conduites en PEHD PN16

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)
20	2.0
25	2.3
32	3.0
40	3.7
50	4.6
63	5.8
75	6.8
90	8.2
110	10.0
125	11.4
160	14.6
200	18.2
250	22.7
315	28.6
400	36.3
500	45.4
630	57.2

HMU50-1/ 4B	
Requested data	
Flow	9,77 l/s
Head	149 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1
Operating pump data	
Flow	9,94 l/s
Head	150 m
Shaft power	21,2 kW
Efficiency	70,2%
Head H(Q=0)	170 m
Discharge connection	50 mm
Motor data	
Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2950 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	30 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55
Operating limits	
Starts per hour max.	5
Maximum temperature of pumped fluid	363 K
Maximum content of solid	40 g/m ³
Max. Density	998 kg/m ³
Max. viscosity	1 mm ² /s
General data	
Weight	429 kg

Materials	
Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Pedestal	Cast iron
Impeller	Copperalloy
Intermediate bowl	Cast iron
Casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Ball bearings	Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord

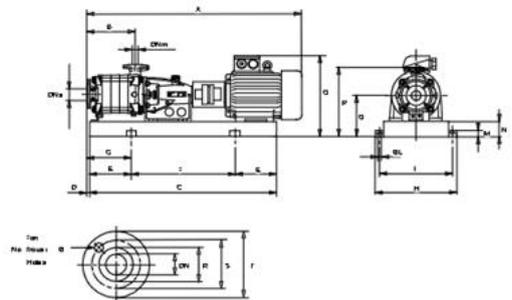


Operating data UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

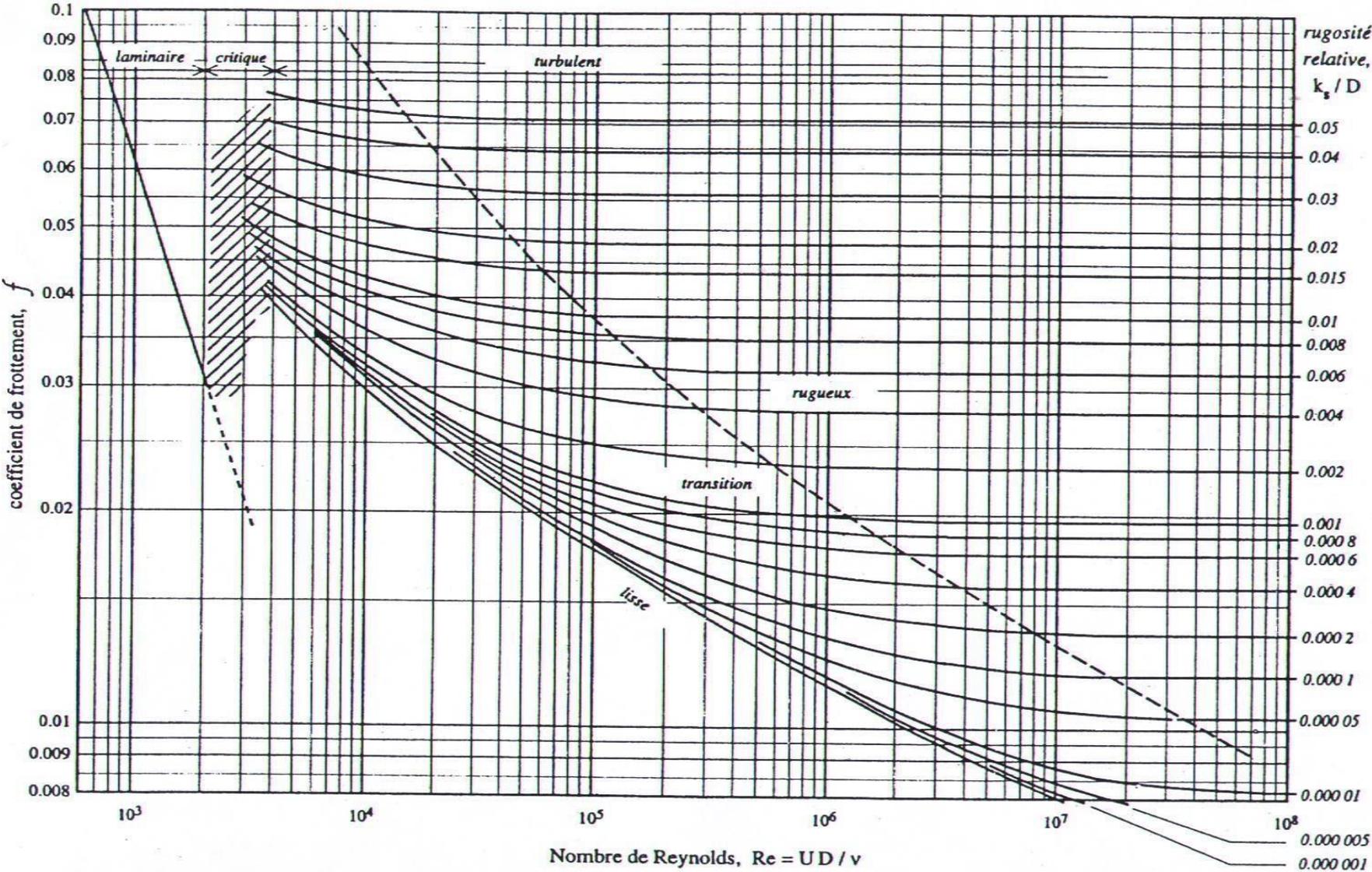
- A = 1616
- B = 342
- C = 1424
- D = 21
- E = 250
- F = 924
- G = 271
- H = 530
- I = 480
- L = 20
- M = 42
- N = 100
- O = 300
- P = 500
- Q = 594



Remarks:

Date 2023-10-30	Page 1	Offer no.	Pos.no
---------------------------	------------------	-----------	--------

Annexe 1 : Abaque de MOODY



Résumé

Les travaux en cours sont une étude de diagnostique et de réhabilitation du réseau d'adduction d'eau de la commune de Khirbet Al-Seyouf, wilaya de Médéa .Ensuite, nous avons déterminé la taille appropriée du réservoir et les diamètres des conduites pour le nouveau réseau, et le type de pompe répondant aux exigences de notre projet a été sélectionné, et au final, les dimensions du réseau de distribution ont été déterminées à l'aide du programme Epanet.

Mots-clés : réhabilitation, réseau d'adduction, diamètres de conduite, pompe

المخلص

يتمثل العمل الحالي في دراسة تشخيصية و اعادة تأهيل لشبكة امدادات المياه لبلدية خربة السيوف ولاية المدية بعد جمع البيانات عن الموقع ونظام الامداد الحالي تم تقدير المتطلبات الحالية و المستقبلية مما كشف لنا عن خلل في مصادر المياه الحالية و لأجل تلبية الاحتياجات المتزايدة قمنا بتحويل شبكة الامداد من البئر الى سد بوتسيلا ثم حددنا الحجم المناسب للخزان و اقطار الانابيب للشبكة الجديدة كما تم اختيار نوع المضخة التي تلي متطلبات مشروعنا و في النهاية تم تحديد ابعاد شبكة التوزيع باستخدام برنامج (Epanet)

الكلمات المفتاحية : اعادة تأهيل , شبكة الامداد, البئر, اقطار الانابيب, المضخة

Abstract

The current work is a diagnostic study and rehabilitation of the water supply network for the municipality of Khirbet Al-Seyouf, of Medea. Then we determined the appropriate size of the reservoir and the diameters of the pipes for the new network, and the type of pump that meets the requirements of our project was selected, and in the end, the dimensions of the distribution network were determined using the Epanet program.

Keywords: rehabilitation, supply network, pipe diameter, pump