

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département De Génie Civile

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

M. RABEHI AMAR

M. TEMMINE LAKHDAR

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **HYDRAULIQUE**

Option : Ressource Hydraulique

Thème :

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE DE
KHENANEFA, AIN BESSEM, WILAYA DE BOUIRA**

Devant le jury composé de :

- Président : **Dr. BOUAMRA YUCEF**
- Encadreur : **Dr. GHERNAOUT REDHOUANE**
- Examineur : **Dr. MERIDJA MADANI**
- Examineur : **Mr. ABED MOURAD**

Année Universitaire 2018/2019

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le bon dieu de m'avoir accordé courage et patience pour mener à terme ce travail.

*Nous tenons également à exprimer nos plus vifs remerciements et notre gratitude à notre promoteur : **Mr GHERNAOUT REDHOUANE** pour ses orientations et ses conseils le long de l'élaboration de ce projet.*

Nous tenant à témoigner notre reconnaissance aussi à tous les enseignants du département Génie Civil Spécialité d'hydraulique qui a participé dans notre formation.

Nous tenons aussi à remercier l'ensemble du personnel de Subdivision d'Hydraulique et de l'APC d'Ain Bessem

Nous remercions sont destinés aussi aux membres du jury de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nous remercions très chaleureusement tout ces les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

R. AMAR & T. LAKHDAR



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :

- *Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis.*
- *Mon père qui m'a tant aidé et encourager.*
- *Tous mes frères et sœurs.*
- *Toute la famille **RABEHI***
- *Tous mes amis*
- *Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

.A.M.A.R





DEDICACES

*Jedédie ce modeste travail en signe de
reconnaisances et de respect :*

*• A ma mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens
afin d'atteindre mon objectif;*

• A mes frères et ma sœur;

• A mes grands-parents;

• A toute ma famille;

*• A tous mes amis et mes collègues: Ils vont
trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une
amitié infinie ;*

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

LAKHDAR



دراسة إمدادات مياه الشرب لقرية خانافة ، عين بسام ، ولاية البويرة

ملخص

هذا العمل هو عبارة عن مساهمة في إمدادات مياه الشرب لقرية خانافة في دائرة عين بسام بولاية البويرة. بعد جمع البيانات اللازمة من الموقع ، بدأت الدراسة بحساب عدد السكان الحاليين وفي أفق الدراسة (2049) وكذلك الاحتياجات المائية المنزلية والصحية والمدرسية والاجتماعية والثقافية والتجارية والإدارية والسقي والتي قمنا من خلالها بحساب التصريف الأقصى اليومي و التصريف الأقصى الساعي. التصريف الأقصى اليومي و التصريف الأقصى الساعي التي تم الحصول عليها هي $Q_{maxj} = 2017.422 \text{ m}^3/\text{j} = 23.35 \text{ l/s}$ و $Q_{maxh} = 155.17 \text{ m}^3/\text{h} = 43.10 \text{ l/s}$.

أتاحت النمذجة والمحاكاة للسلوك الهيدروليكي لشبكة توزيع القرية إمكانية الحصول على أقطار مثالية لجميع أقسام الأنابيب واقتراح تركيب مخفضات الضغط على مستويات الأنابيب رقم 05 و 10 و 11 و 15 و 21 ، استجابة لظروف الضغط والسرعة في ساعة الذروة، وظروف ساعة الذروة والنار والحفاظ على الخزان في 825م.

سمح لنا أبعاد هيكل التخزين بإنتاج خزان دائري نصف أرضي بسعة 600m^3 وارتفاع $H = 4\text{m}$ وقطر $D = 14\text{m}$. يزود هذا الأخير منطقة خانافة بمياه الشرب بطريقة آمنة خلال الثلاثين عامًا القادمة، ويزود الخزان الحالي ويوفر احتياطيًا للمياه في حالة حدوث انقطاع في إمدادات مياه الشرب.

سمحت لنا الدراسة الفنية والاقتصادية لقنوات الإمداد باختيار الأقطار 400 و 315 للأقسام الاحتياطية SR1-R2000 و R2000-R600 ومادتين للقنوات : حديد الزهر و HDPE على التوالي. بالنسبة لأنبوب الجاذبية (R2000-SR2) ، تم اختيار أنبوب من نوع HDPE بقطر 315.

تم تسهيل اختيار نوع المضخات المراد تثبيتها في محطات الضخ باستخدام كتالوج رقمي (برنامج CAPRARI). بالنسبة لمحطة الضخ SR1-R2000، اخترنا مضخة الطرد المركزي متعددة الخلايا للضغوط العالية ذات المحور الأفقي (PM150 / 8A) والتي تتمثل خصائصها الرئيسية في: سرعة الدوران $N=1450 \text{ tr/min}$ ، كفاءة المحرك $\eta = 69.1\%$

، الطاقة الممتصة $Pa = 315 \text{ KW}$ ، $NPSHr = 7.56\text{m}$ ونقطة التشغيل $P(Q, H) = (110 ; 159)$. بالنسبة لمحطة الضخ R2000-R600 ، اخترنا مضخة طرد مركزي متعددة الخلايا للضغوط العالية ذات المحور الأفقي (MEC-AZ 1 / 125D) الذي تتمثل خصائصه الرئيسية في: سرعة الدوران $N=1420 \text{ tr/min}$ ، كفاءة للمحرك $\eta = 65.8\%$

، الطاقة الممتصة $Pa = 5.5 \text{ KW}$ ، $NPSHr = 3.63\text{m}$ ونقطة التشغيل $P(Q, H) = (46 ; 5.6)$. أخيرًا ، تم التحقق من حالة عدم التجويف لكلا المضخات. أوضحت النتائج أنه لا يوجد خطر من تكوين اندلاع فقاعات الهواء وأن المضخات تعمل دون التعرض لخطر التجويف.

الكلمات المفتاحية: مياه الشرب ، الخزان ، قنوات الإمداد والجر ، المضخات ، شبكة توزيع المياه ، خانافة ، عين بسام ، البويرة.

Etude d'alimentation en eau potable du village de Khenanfa, Ain Bessem, Wilaya de Bouira

Résumé

Ce présent travail s'inscrit dans la cadre d'une contribution à l'alimentation en eau potable du village de Khenanfa relevant de la daïra de Ain bessem, Wilaya de Bouira. Après avoir récolté les données nécessaire du site, l'étude a été entamé par par le calcul de la population actuelle et à l'horizon d'étude (2049) ainsi que les besoins en eau tant domestiques que sanitaires, scolaires, socioculturels et arrosages, commerciaux et administratifs à partir desquels nous avons calculé le débit max journalier et le débit de pointe horaire. Le débit max journalier et le débit de pointe horaire obtenus sont : $Q_{\max j} = 2017.422 \text{ m}^3/j = 23.35 \text{ l/s}$ et $Q_{\max h} = 155.17 \text{ m}^3/h = 43.10 \text{ l/s}$, respectivement.

La modélisation et la simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution du village a permis d'avoir des diamètres optimaux de tous les tronçons de conduites et d'envisager l'installation des réducteurs de pression aux niveaux des tronçons n° 05, 10, 11, 15 et 21 tout en répondant aux conditions de pression et de vitesse à l'heure de pointe, aux conditions de l'heure de pointe plus incendie et en maintenant le reservoir à la cote 825m.

Le dimensionnement de l'ouvrage de stockage nous a permis de projeter un réservoir circulaire semi-enterré de capacité 600 m^3 , de hauteur $H=4 \text{ m}$ et de diamètre $D=14 \text{ m}$. Ce dernier alimente gravitairement et en toute sécurité la localité de Khenanfa en eau potable, durant les trente prochaines années, desserve le reservoir existant et assure une réserve d'eau en cas de panne sur l'adduction d'eau potable.

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de choisir pour les tronçons par refoulement SR1-R2000 et R2000-R600 des diamètres 400 et 315, et deux matériaux de conduites qui sont la fonte ductile et le PEHD respectivement. Pour le tronçon gravitaire (R2000-SR2), le choix a été porté sur une conduite en PEHD de diamètre 315.

Le choix du type des pompes à installer aux niveau des stations de pompages a été facilité par l'utilisation d'un catalogue numérique (logiciel CAPRARI). Pour la station de pompage du tronçon SR1-R2000, nous avons opté pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM150/8A) dont les caractéristiques principales sont : vitesse de rotation $N=1450 \text{ tr/min}$, rendement du moteur $\eta = 69.1 \%$, puissance absorbée $P_a = 315 \text{ KW}$, $NPSH_r = 7.56 \text{ m}$ et point de fonctionnement $P(Q, H) = (110 ; 159)$. Pour la station de pompage du tronçon R2000-R600, nous avons opté pour une pompe centrifuge multicellulaire

pour haute pressions à axe horizontal (MEC-AZ 1/125D) dont les caractéristiques principale sont: vitesse de rotation $N=1420$ tr/min, rendement du moteur $\eta = 65,8$ %, puissance absorbée $P_a = 5.5$ KW, $NPSH_r = 3.63$ m et point de fonctionnement $P (Q, H) = (46 ; 5.6)$.

Enfin, la condition de non cavitation a été vérifié pour les deux pompes. Les résultats ont montrés qu'il n'y a pas de risque de formation et implosion de bulles d'air et les pompes fonctionnent sans risque de cavitation.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoir, adduction, pompes , réseau de distribution pression vitesse, Khenanfa, Ain Bessem, Bouira.

Study of Drinking water supply of Khenanfa town, Ain Bessem, Bouira

Abstract

This work is a contribution to the drinking water supply of Khenanfa town situated in the daïra of Ain Bessem, Wilaya of Bouira. After collecting the necessary data from the site, the study was started by the calculation of the current population and at the study horizon (2049) as well as the domestic, sanitary, school, sociocultural, commercial, administrative and watering water needs. From which we have calculated the daily maximum flow and the hourly peak flow. The daily maximum flow and the hourly peak flow obtained are: $Q_{maxj} = 2017.422 \text{ m}^3/\text{day} = 23.35 \text{ l/s}$ and $Q_{maxh} = 155.17 \text{ m}^3/\text{h} = 43.10 \text{ l/s}$, respectively.

Modeling and simulation of the hydraulic behavior of the study area distribution network made it possible to have optimal diameters of all pipes and to propose the installation of pressure reducers at the pipes 05, 10, 11, 15 and 21, responding to pressure and speed conditions at rush hour, rush hour plus fire conditions and keeping the tank at 825m.

The dimensioning of the storage structure allowed us to project a semi-underground circular tank with a capacity of 600 m^3 , height $H = 4 \text{ m}$ and diameter $D = 14 \text{ m}$. The latter supplies the locality of Khenanfa with drinking water in a safe and reliable way for the next thirty years, disables the existing reservoir and ensures a water reserve in case of failure on the adduction line.

The technical-economic study of the adduction allowed us to choose diameters 400 and 315 for the adductions SR1-R2000 and R2000-R600, and two materials that are ductile cast iron and HDPE, respectively. For gravity adduction (R2000-SR2), the choice was made on a HDPE pipe with a diameter of 315.

The choice of the type of pumps to be installed at pump stations has been facilitated by the use of a digital catalog (CAPRARI software). For the pumping station SR1-R2000 we have opted for a multistage centrifugal pump for high pressures with horizontal axis (PM150 / 8A) whose main characteristics are: speed of rotation $N = 1450 \text{ rpm}$, engine efficiency $\eta = 69.1\%$, absorbed power $P_a = 315 \text{ KW}$, $NPSH_r = 7.56 \text{ m}$ and operating point $P(Q, H) = (110; 159)$. For the pump station R2000-R600, we have opted for a multi-stage centrifugal pump for high-pressure horizontal axis (MEC-AZ 1 / 125D) whose main characteristics are: speed of rotation $N = 1420 \text{ rpm}$, efficiency of the motor $\eta = 65.8\%$, absorbed power $P_a = 5.5 \text{ KW}$, $NPSH_r = 3.63 \text{ m}$ and operating point $P(Q, H) = (46; 5.6)$.

Finally, the condition of non-cavitation has been verified for both pumps. The results showed that there is no risk of formation and implosion of air bubbles and the pumps operate without risk of cavitation.

Keywords: Drinking water supply, reservoir, adduction, pumps, pressure distribution network, Khenanfa, Ain Bessem, Bouira.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I.1 Introduction.....	3
I.2 Situation géographique	3
I.3 Situation géologique	4
I.4 Situation topographique	4
I.5. Situation climatologique.....	4
I.5.1 Situation climatique et pluviométrique	4
I.5.2 les températures	5
I.6 Démographie et population.....	6
I.7 Situation hydraulique	6
I.8 Conclusion.....	7

CHAPITRE II : ESTIMATION DE BESOIN EN EAU

II.1 Introduction.....	8
II.2 Situation démographique et son évolution	8
II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	9
II.3.1 Besoins domestiques	9
II .3.2 Besoins scolaires	10
II .3.3 Besoins administratifs	10
II.3.4 Besoins socioculturels	11
II .3.5 Besoins commerciaux et industriels	11
II.3.6 Besoins du bétail	12
II.3.7.Récapitulation de la consommation moyenne totale.....	12
II.4 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	12
II.5 Détermination de la consommation maximale et minimale journalière.....	13
II.6 Variation de la consommation horaire.....	14
II.7 Conclusion.....	15

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

YIII.1.Introduction.....	16
III.2. Classification des réseaux d'A.E.P	16
III.3.choix de la trace.....	17
III.4. Choix du type de tuyau	17

III.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	17
III.5.1. Débit de pointe.....	17
III.5.2. Débit spécifique.....	17
III.5.3. Débit en route.....	18
III.5.4. Débit de nœud.....	18
III.5.5 Débit de calcul.....	18
III.5.6 Diamètres des conduites et vitesses d'écoulement.....	18
III.5.7 Charges et pressions au sol.....	19
III.6 Modélisation et simulation du réseau.....	19
III.6.1. Présentation du logiciel EPANET.....	19
III.6.2. Utilisation du logiciel EPANET.....	19
III.6.3. Modélisation du réseau.....	20
III.7. Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie.....	21
III.7.1. Distribution à partir du réservoir 600 m ³ vers la zone d'étude (agglomération).....	21
III.7.1.1. Données de base.....	21
III.7.1.2. Calcul des différents débits du réseau d'AEP (heure de pointe).....	21
III.7.1.3 Cas de pointe.....	22
III.7.1.4 Vérification de la condition d'incendie (cas de pointe plus incendie).....	30
III.8. Equipements du réseau de distribution	39
III.9. Conclusion.....	41

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

IV.1 Introduction.....	42
IV.2 Caractéristiques du réservoir.....	42
IV.3 Choix du site d'emplacement.....	42
IV.4 Classification des réservoirs	43
IV.5 Choix du type de réservoir.....	43
IV.6 Equipements des réservoirs	44
IV.6.1 Conduite d'adduction.....	44
IV.6.2 Conduite de distribution.....	45
IV.6.3 Conduite de trop plein.....	45
IV.6.4 Vidange.....	45
IV.6.5 By-pass.....	46
IV.6.6 Ligne pilote.....	47
IV.6.7 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	47
IV.6.8 Schéma général du réservoir projeté.....	48

IV.7 Calcul de la capacité des réservoirs	48
IV.7.1 Principe du calcul de la capacité d'un réservoir.....	48
IV.7.1.1 Méthode analytique.....	49
IV.7.1.2 Méthode graphique.....	50
IV.7.2 Dimensionnement du réservoir R600 (méthode analytique).....	50
IV.8 .Caractéristiques du réservoir.....	51
IV.8.1 Diamètre du réservoir.....	51
IV.8.2 Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir.....	51
IV.9 Conclusion.....	52

CHAPITRE V : ETUDE D'ADDUCTION

V.1 Introduction.....	53
V.1.1 Adduction par refoulement.....	53
V.1.2 Adduction gravitaire.....	53
V.1.3 Adduction mixte.....	53
V.2 Quelques notions simples sur l'adduction.....	53
V.2.1 Choix du tracé	53
V.2.2 Profil d'une adduction.....	54
V.2.3 La ligne piézométrique.....	54
V.2.4. L'air dans la tuyauterie	54
V.2.5 Dépôts dans l'adduction	55
V.2.6 Choix des types des conduites	55
V.2.7 Organes et accessoires de l'adduction	56
V.2.8 Tracé et dimensionnement d'une adduction.....	59
V.2.9 Choix du site de stockage.....	59
V.3 Etude technico-économique de l'adduction	59
V.3.1 Calcul du diamètre économique.....	60
V.3.2 Calcul de la vitesse.....	60
V.3.3.Calcul des pertes de charge.....	60
V.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	62
V.4.1 Puissance absorbée par la pompe.....	62
V.4.2 Energie consommée par la pompe.....	62
V.4.3 Frais d'exploitation.....	62
V.4.4 Frais d'amortissement.....	63
V.4.5 Bilan économique.....	63
V.5 Calcul de l'adduction.....	63
V.5.1 Conduite de refoulement entre la station de reprise n°1 et le réservoir 2000m ³	64

V.5.2 Conduite de refoulement entre le réservoir 2000m ³ et réservoir 600 m ³	66
V.5.3 Conduite d'adduction gravitaire entre le réservoir 2000 m ³ et station reprise n°02... ..	68
V.6 Conclusion.....	69

CHAPITRE VI : ETUDE DE POMPAGE ET CHOIX DES POMPES

VI.1 Introduction.....	71
VI.1.1 Eléments constitutifs d'une station de pompage.....	71
VI.2 Classification des pompes	71
VI.2.1 Les pompes volumétriques.....	72
VI.2.2 Les turbopompes.....	72
VI.3 Caractéristiques d'une pompe centrifuge	73
VI.4 Choix des pompes.....	73
VI.5 Courbes caractéristiques d'une pompe	74
VI.5.1 Courbe Hauteur-débit « $H = f(Q)$ ».....	74
VI.5.2 Courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ ».....	74
VI.5.3 Courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ ».....	74
VI.6 Point de fonctionnement d'une pompe.....	75
VI.6.1 Couplage d'une pompe à un réseau.....	75
VI.6.2 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	75
VI.7 Couplage des pompes.....	78
VI.7.1 Couplage en parallèle.....	78
VI.7.2 Couplage en série.....	79
VI.8 Etude de la cavitation.....	80
VI.9 Dimensionnement des pompes.....	82
VI.9.1 Station de pompage de Tronçon station reprise n 01 et réservoir 2000.....	82
VI.9.2 Station de pompage du Tronçon R2000-R600.....	84
VI.10 Equipements des stations de pompage.....	86
VI.10.1 Equipements d'aspiration.....	86
VI.10.2 Equipements de refoulement.....	87
VI.11 Conclusion.....	87
CONCLUSION GENERALE	89

LISTE DES TABLEAU

Tableau (I.1) : Répartition mensuelle des pluies mesurées au niveau de la station météorologique d'Ain Bessem (2018)	4
Tableau (I.2): Températures mensuelles observées au niveau de la station météorologique d'Ain Bessem (2018)	5
Tableau (II-1) : Estimation de la population globale des différentes communes.....	9
Tableau (II-2) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques	10
Tableau (II-3): Tableau récapitulatif des besoins scolaires	10
Tableau (II-4): Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	11
Tableau (II-5): Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	11
Tableau (II-6): Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels.....	11
Tableau (II-7): Tableau récapitulatif des besoins du bétail	12
Tableau (II-8): Répartition des besoins moyens à l'horizon 2049.....	12
Tableau (II-9): Majoration de la consommation moyenne journalière.....	13
Tableau (II-10) : Variation de la consommation journalière.	14
Tableau (II.11):Variation de β max en fonction du nombre d'habitants Nombre d'habitants	14
Tableau (III-1) : Calcul des déférents débits de la zone	21
Tableau (III-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone après simulation	23
Tableau (III-3): Etat des arcs du réseau de la zone	25
Tableau (III-4) : Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression.....	27
Tableau (III-5): Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression	29
Tableau (III-6) : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 06 (les pressions).....	32
Tableau (III-7) : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 06 (les vitesses).....	34
Tableau (III-8) : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 22 (les pressions).....	36
Tableau (III-9) : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 22 (les vitesses).....	38
Tableau (IV.1) : Dimensionnement du réservoir R600.....	50
Tableau (V.1) : Détermination de la HMT du tronçon SR1-R2000.....	65
Tableau (V.2): Frais d'exploitation.....	65
Tableau (V.3): Frais d'amortissement.....	65
Tableau (V.4) : Bilan global des frais du tronçonSR1-R2000.....	66
Tableau (V.5) : Détermination des pertes de charge du tronçon R2000-R600.....	67
Tableau (V.6): Frais d'exploitation.....	67

Tableau (V.7): Frais d'amortissement.....	67
Tableau (V.8) : Bilan global des frais du tronçon R2000-R600.....	68
Tableau (V.9) : Détermination des pertes de charge du tronçon R2000- SR2.....	69
Tableau (V.10): Tableau récapitulatif des résultats de l'étude technico-économique pour des différents tronçons.....	70
Tableau (VI.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	82

LA LISTE DES FIGURES

Figure (I.1): Délimitation de la zone d'étude	3
Figure (I.2) : Répartition mensuelle des pluies mesurées au niveau de la station Météorologique d'Ain Bessem (2018).....	5
Figure (I.3) : Graphique des températures mensuelles observées au niveau de la station Météorologique d'Ain Bessem (2018).....	6
Figure (I.4) : Image satellitaire du système d'AEP (Adduction) de village Khenanfa.....	7
Figure (II.1) : Diagramme dévolution de la population de la zone d'étude.....	9
Figure (III-1): Etat des nœuds du réseau de la zone après simulation (heure de pointe).....	24
Figure (III-2): Etat des arcs du réseau d'AEP après simulation (heure de pointe).....	26
Figure (III-3): Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression.....	28
Figure (III-4): Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression.....	30
Figure (III-5): Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 06.....	33
Figure (III-6): Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 06.....	35
Figure (III-7): Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 22.....	37
Figure (III-8): Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 22.....	39
Figure (IV.1) : Schéma type du réservoir projeté.....	44
Figure (IV.2) : Adduction avec chute libre.....	44
Figure (IV.3) : Adduction noyée.....	44
Figure (IV.4): Conduite de distribution.....	45
Figure (IV.5): Trop plein, vidange et quelques autres équipements.....	46
Figure (IV.6) : By-pass entre adduction et distribution.....	46
Figure (IV.7) : Système à deux prises.....	47
Figure (IV.8) : Système à siphon.....	47
Figure (IV.9) : Schéma général du réservoir projeté.....	48
Figure (IV.10) : Détermination graphique de la capacité du réservoir.....	51

Figure (V.1) : L'emplacement préférable des ventouses.....	54
Figure (V.2): Robinet vanne à opercule.....	57
Figure (V.3): Robinet vanne papillon.....	57
Figure (V.4): ventouse (d'après document Pont-à-Mousson).....	58
Figure (V.5): clapet anti retour.....	58
Figure (V.6): Schéma illustratif de l'adduction.....	64
Figure (V.7): Variation des frais totaux (d'amortissement et d'exploitation) en fonction du diamètre (tronçons par refoulement SR1-R2000).....	66
Figure (V.8): Variation des frais totaux (d'amortissement et d'exploitation) en fonction du diamètre (tronçon par refoulement R2000-R600).....	68
Figure (VI.1) : Classification des turbopompes (a) Pompe axiale, (b) pompe centrifuge , (c) pompe hélico-centrifuge.....	72
Figure(VI.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	75
Figure (VI.3): Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	78
Figure (VI.4) : Couplage des pompes en parallèle.....	79
Figure (VI.5) : Couplage des pompes en série.....	80
Figure (VI-6) : Calcul du NPSH disponible pour une installation en aspiration.....	81
Figure (VI-7) : Calcul du NPSH disponible pour une installation en charge.....	81
Figure (VI.8): Courbes caractéristiques de la pompe SP1.....	83
Figure (VI.9): Courbes caractéristiques de la pompe SP2.....	85

LISTE DES SYMBOLE

A : Amortissement annuel ;

BL : Bilan (DA) ;

Ca : La côte du plan d'aspiration (m) ;

Cp : La côte de l'axe de la pompe (m) ;

CSR : Cote station de reprise (m) ;

CR : Cote du réservoir

CTN : Cote Terrain Naturel (m) ;

CTP : Cote Trop Plein (m) ;

D : Diamètre (m) ;

Dint : Diamètre intérieure (m) ;

DN : Diamètre Normalisé (m);

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm) ;

e' : Prix unitaire du kWh (DA) ;

Fam : Frais d'amortissement (DA) ;

Fexp : Frais d'exploitation (DA) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;

Hinc : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

Ha : Hauteur d'aspiration (m);

Hg : Hauteur géométrique (m) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

H' : La hauteur créer par la pompe pour le débit désiré Q_1 (m) ;

h : La hauteur du réservoir (m) ;

hv : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;

i : Taux d'annuité ($i=8\%$) ;

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement en (m

HL : Pertes de charge linéaire (m) ;

Hs : pertes de charge singulières (m) ;

HT : Pertes de charge totales (m) ;

K : Rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau (m) ;

k_0 : Rugosité absolue des tuyaux à l'état neuf, égale à 0.01 mm ;
 $K_{max j}$: coefficient de variation journalière maximale ;
 $K_{max h}$: coefficient de variation maximale horaire ;
 K' : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ;
 L : Longueur de la conduite en (m) ;
 L_{equ} : Longueur équivalente en (m).
 L_i : Longueur du tronçon concerné (m) ;
 m : Coefficient de rognage ;
 N : Nombre d'habitants
 N : Vitesse de rotation (tr/min) ;
 N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs ;
 N' : Nouvelle vitesse de rotation après la variation (tr/min) ;
 $NPSH_d$: Charge nette minimal disponible à l'aspiration (m) ;
 $NPSH_r$: Charge nette minimal requise à l'aspiration (m) ;
 n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul
 PA : Pression d'arrivée d'eau au réservoir(m) ;
 Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
 P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
 P_{rc} : Prix de revient de la conduite en (DA/ml) ;
 $P_{max\%}$: Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
 $P\%$: Pourcentage de variation maximal horaire (%) ;
 P_0/ω : Pression au point d'aspiration (mce) ;
 PVC : Polychlorure de vinyle ;
 $PDAU$: Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme ;
 $PEHD$: Polyéthylène Haute Densité ;
 Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;
 Q_p : débit de pointe (m³/h) ;
 Q_r : Débit de route (l/s) ;
 Q_{ci} : Débit concentré au nœud « i » en (l/s) ;
 Q_{ni} : Débit au nœud « i » en (l/s) ;
 Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml) ;
 Q_{inc} : débit nécessaire pour l'extinction d'un incendie (l/s) ;
 $Q_{max h}$: Débit maximum horaire (m³/h) ;
 $Q_{max j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;

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

$Q_{moy\ j\ maj}$: débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;

Re : Nombre de REYNOLDS ;

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat ;

r : Le pourcentage de rognage ;

S : la section de l'écoulement (m) ;

SR : Station de reprise ;

t : Temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 24h$;

T : Durée d'utilisation de la conduite ($t = 30$ ans).

T_v : C'est la hauteur représentative de la pression de vapeur p_v/ρ en (m).

T' : Temps de pompage (h) ;

T : Température de l'eau (C°);

T : taux d'accroissement moyen annuel de la population

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

V_{max} : Résidu maximal (m^3) ;

V_{min} : Résidu minimal (m^3) ;

V_{total} : Volume total du réservoir (m^3) ;

$V_{incendie}$: Volume de la réserve d'incendie ($V_{incendie} = 120\ m^3$) ;

α_{max} : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1.1 et 1.3 ;

β_{max} : Coefficient dépendant du nombre d'habitant ;

λ : Coefficient de perte de charge linéaire ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau ;

η : Rendement de la pompe en (%) ;

α : Coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,003\ mm/an$) .

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau demeure une source de vie des êtres vivants, élément essentiel dans leur subsistance et leur développement dans les différentes catégories telles que l'agriculture, la consommation humaine, l'industrie et la production d'énergie.

La multiplicité de ses usages a fait de l'eau une ressource fondamentale des activités humaines. Au cours du XX^{ème} siècle, la consommation de l'eau a augmenté deux fois plus vite que la population. Résultat : plus d'un milliard de personnes dans le monde n'ont pas accès à cette ressource si précieuse.

Un réseau d'adduction et de distribution de haute qualité est un réseau qui est fiable et assure un approvisionnement continu en eau potable, à des vitesses et des pressions appropriées. Des réservoirs équilibrent la pression et permettent de répondre aux pointes de consommation, d'assurer la protection contre les incendies et les autres urgences, sans causer de rétention indue (accumulation excessive) de l'eau.

C'est dans cette optique que se dresse notre travail, qui consiste à dimensionner un réseau d'adduction et d'alimentation en eau potable du village de Khenanefa, relevant de la daïra d'Ain Bessem dans la willaya de Bouira.

Dans le premier chapitre, une description générale (géographique, géologique, topographique et climatologie) du site de l'étude, suivie d'un aperçu démographique et hydraulique, a été donnée.

Dans le deuxième chapitre, nous avons procédé à l'estimation des différents besoins en eau potable aux divers horizons, en se basant sur le nombre actuel d'habitant et sur les équipements existants.

Le troisième chapitre a été consacré aux calculs hydrauliques et dimensionnements de notre réseau de distribution d'eau potable en utilisant le logiciel Epanet.

Dans le quatrième chapitre, nous avons dimensionné le réservoir de stockage afin de pouvoir répondre aux besoins futurs de la population de la région d'étude.

Le cinquième chapitre a été consacré à l'étude technico-économique des conduites d'adduction.

Par la suite, une étude de pompage et de choix des pompes a été dans réalisée dans le chapitre VI.

En dernier lieu, nous avons terminé par une conclusion générale.

Enfin, Les résultats découlant de cette étude peuvent servir de base pour la réalisation du projet d'AEP. Ils donnent également la possibilité aux décideurs et aux gestionnaires de l'eau d'engager des actions permettant d'assurer un approvisionnement continu et une distribution d'eau potable de haute qualité du village de Khenanefa relevant de la daïra d'Ain Bessem dans la willaya de Bouira.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
LA REGION D'ETUDE

I.1 Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.2 Situation géographique [1]

Le village de Khenanfa fait partie de chef de lieu d'Ain Bessem. Il est situé à environ 25Km à l'Ouest du chef-lieu de la Wilaya Bouira. Le village se trouve limitée :

- Au Nord : par la commune de Ain Bessem ;
- A L'Est : par la commune d'Ain Bessem ;
- Au Sud : par la commune d'Ain Laloui ;
- A L'Ouest : par les communes d'Ain Elhadjar.

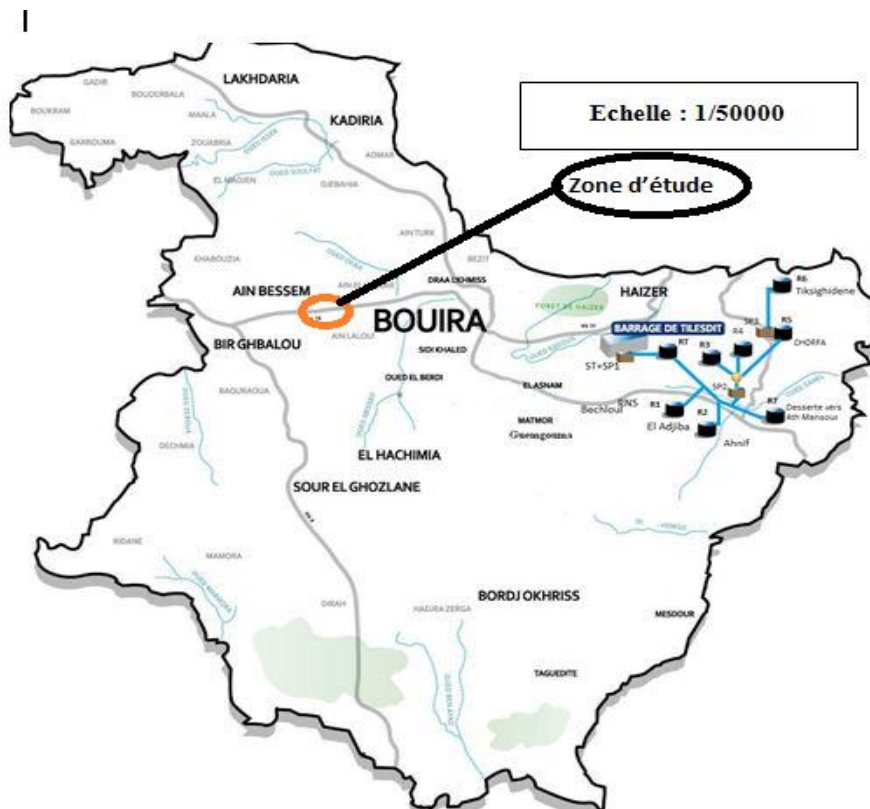


Figure (I.1): Délimitation de la zone d'étude

I.3 Situation géologique [1]

Le terrain traversé, présente un relief variable avec des courbes ascendantes et descendantes répétées. Le caractère hétérogène des formations géologiques de celui-ci ne présente aucune difficulté majeure pouvant empêcher le bon déroulement des travaux d'exécution.

I.4 Situation topographique [1]

Dans son contexte régional, le village de Khenanfa se situe à l'Ouest du chef-lieu de la Wilaya. Son chef-lieu de commune se positionne au Sud de la commune et constitue le point de convergence de la plus part des localités à travers le territoire communal .Ce dernier couvre une superficie de 5.5 km².

I.5. Situation climatologique

I.5.1 Situation climatique et pluviométrique [3]

Le climat de la région d'étude a une tendance méditerranéenne car la chaîne de Djurdjura amortit l'influence de la Méditerranée. Il est caractérisé par :

- Une saison chaude sèche et prolongée, allant de Mai à Octobre ;
- Une saison froide et pluviale durant le reste de l'année.

La région d'étude est donc caractérisée par un climat subhumide à hiver tempéré. Le tableau (I.1) résume les précipitations moyennes mensuelles observées au niveau de la station météorologique d'Ain Bessem (2018). La pluie moyenne annuelle est d'environ 683mm

Tableau (I.1) : Répartition mensuelle des pluies mesurées au niveau de la station météorologique d'Ain Bessem (2018)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
P (mm)	22.9	32.6	99.4	131.9	59.6	40.0	0.4	22.0	51.0	74.3	84.1	65.0	683.2

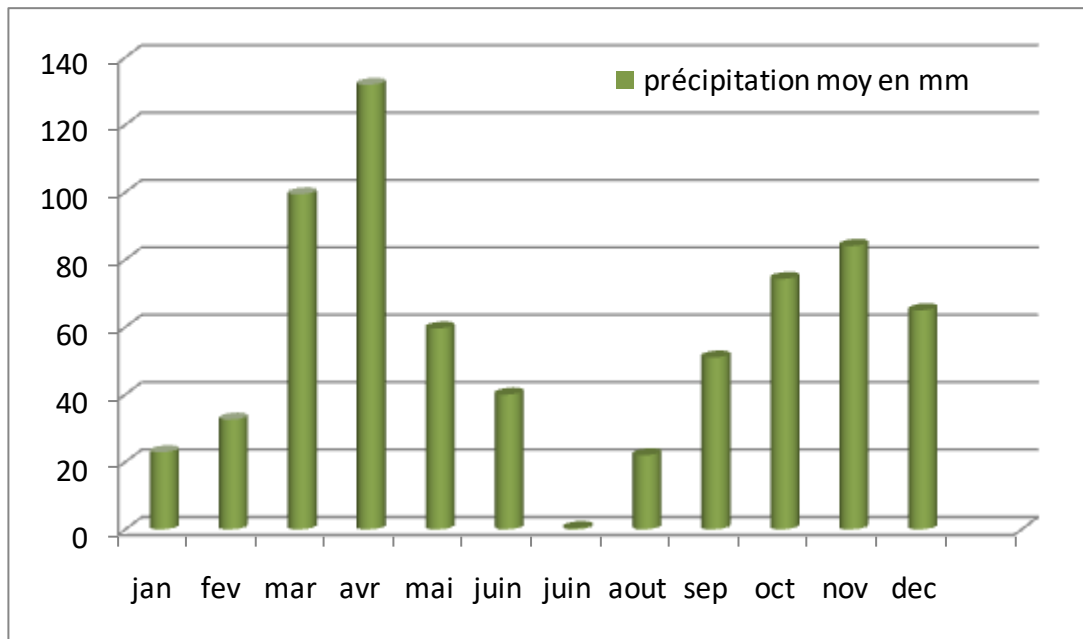


Figure (I.2) : Répartition mensuelle des pluies mesurées au niveau de la station météorologique d’Ain Bessem (2018)

On s’aperçoit que les précipitations dans la région d’étude sont variables et connaissent leur maximum au mois d’avril (131.9mm).

I.5.2 les températures [3]

Le tableau (I.2) illustre la distribution moyenne mensuelle de la température de l’air observée au niveau de la station météorologique d’Ain Bessem.

Tableau (I.2): Températures mensuelles observées au niveau de la station météorologique d’Ain Bessem (2018)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	T.M
Tmin °C	5.0	2.8	6.8	9.0	10.5	14.6	20.4	18.1	17.4	12.2	8.1	5.7	10.9
Tmoy °C	9.5	7.2	10.8	14.1	15.9	21.9	28.3	25.4	23.5	16.8	12.3	10.7	16.4
Tmax °C	13.9	11.6	14.8	19.2	21.2	29.1	36.1	32.7	29.7	21.4	16.4	15.7	21.8

Avec : T_{min} : Température moyenne de tous les minima observés pour chaque mois ;

T_{max} : Température moyenne de tous les maxima observés pour chaque mois ;

T_{moy} : Température moyenne mensuelle.

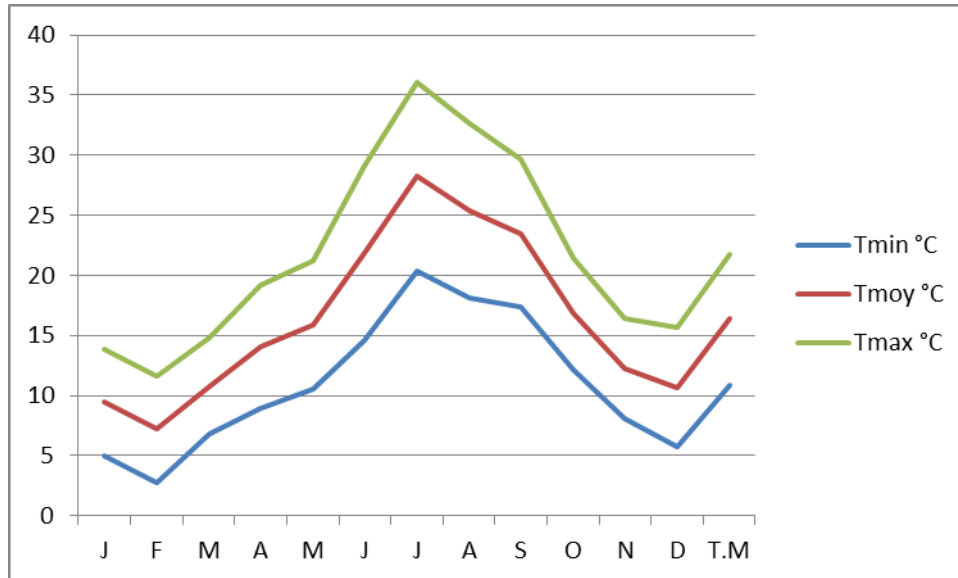


Figure I.3 : Graphique des températures mensuelles observées au niveau de la station météorologique d'Ain Bessem (2018)

Les températures de la région sont suivent la normale des saisons avec un minimum de 2.8°C au mois de février et un maximum de 36.1°C au mois de juillet.

I.6 Démographie et population

Selon les données de l'APC, la population de la région de Khenanfa avait atteint 1815 habitants en 2008, soit une densité de 330 habitants par km². Elle atteint aujourd'hui (2019) les 2331 habitants et peuvent atteindre les 5657 habitants à l'horizon 2049, étant donné que le taux d'accroissement de la population est de l'ordre de 3%.

I.7 Situation hydraulique [2]

Actuellement Le village de Khenanfa est alimenté en eau potable à partir de la barrage Koudiet Acerdoune de Bouira via la SR1 « Sfafin », dont l'eau est pompée vers le réservoir de Draa Elhadjar (2000m³) situé à une côte de 822m qui, à son tour, alimente par refoulement le réservoir de Khenanfa (600m³) situé à une cote de 825m.

Une image satellitaire du système d'AEP (Adduction) de village khenanfa est montrée

dans la figure (I.4) :

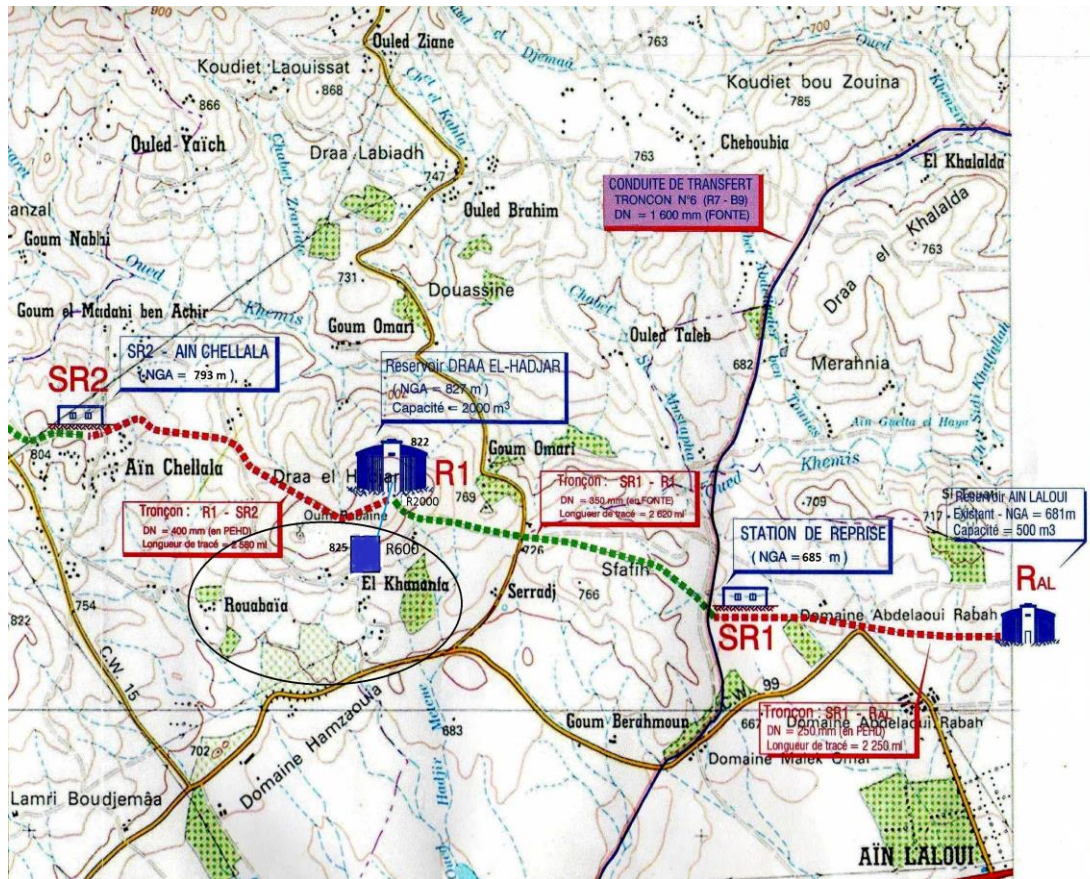


Figure (I.4) : Image satellitaire du système d'AEP (Adduction) de village Khenanfa

I.8 Conclusion

En conclusion, on peut dire que ce chapitre, dont le but est la présentation de la région d'étude, nous ait permis de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de notre projet d'alimentation en eau potable de la région de Khenanfa à savoir : la géographie, la géologie, la topographie du terrain, la climatologie, la démographie et la situation hydraulique.

La connaissance de ces caractéristiques et facteurs ne nous permet de prendre aucune disposition spéciale ou exceptionnelle lors de la réalisation des travaux d'exécution, mis à part un possible recours à un réseau étagé ou à une éventuelle installation de brises charge dans le réseau de distribution projeté, due à une topographie difficile et un relief relativement accidenté.

CHAPITRE II :
ESTIMATION DES
BESOINS EN EAU

II.1 Introduction

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 à savoir 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 Situation démographique et son évolution [1]

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagement qui seront programmées pour satisfaire les besoins en eau de la population. L'évaluation des besoins en eau aux différents horizons, est faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec : **P_n**: Population à l'horizon de calcul (2049);

P₀: Population de l'année de référence (2019);

T : Taux d'accroissement de la population en pourcentage ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

L'horizon de calcul considéré est 2049 (soit une durée de 30 ans).

D'après le service technique des APC qui seront desservis par la station de traitement du barrage TILES DIT et dans le cadre du recensement global de la population et de l'habitat 2008 (RGPH) (PDAU des APC concernées), le nombre d'habitants ainsi que la répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentés dans le tableau (II.1) et montrés dans la figure (II.1).

Tableau (II.1) : Estimation de la population globale des différentes localités

Localités	Année 2008(RGPH)	Taux d'accroissement (%)	Année 2019	Taux d'accroissement (%)	Année 2049
Khenanefa	905	2.3	1162	3	2820
Roabia	330	2.3	424	3	1029
Omari	164	2.3	211	3	512
Ferme1	140	2.3	180	3	437
Ferme2	276	2.3	354	3	859
TOTAL	1815		2331		5657

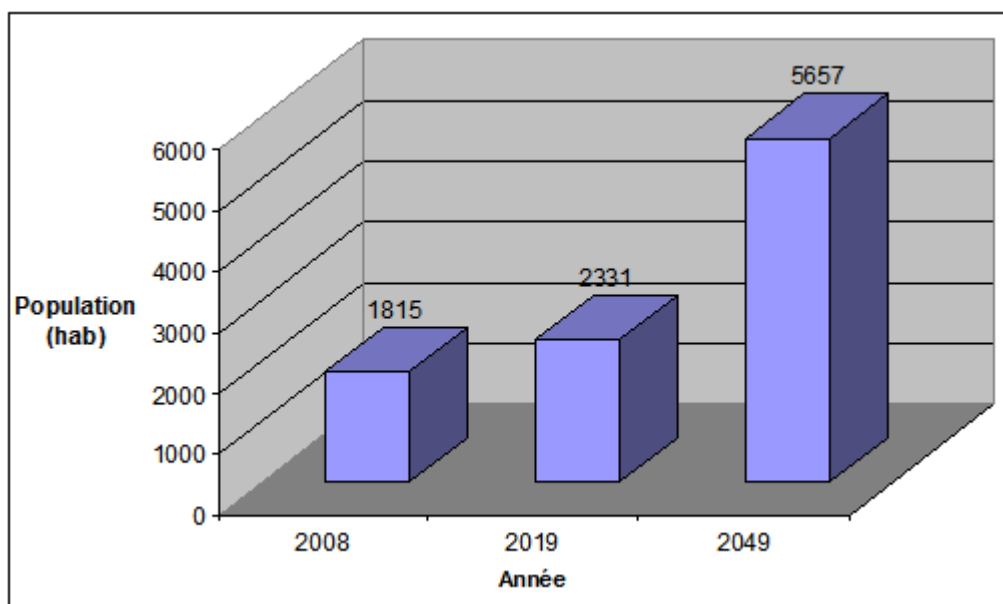


Figure (II.1) : Diagramme dévolution de la population de la zone d'étude

II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière

II.3.1 Besoins domestiques [2]

On peut prendre comme base de calcul :

- ✓ Villes de 5000 à 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- ✓ Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- ✓ Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant.

Vu l'amélioration du niveau de vie et les habitudes sanitaires des gens, nous estimons une dotation de 120 litres/ jour/ habitant en raison de la forte demande au futur (DHW de Bouira, 2019). D'où on prend : **Dot=150 l/j/habitant**

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont calculés par la relation (II.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau (II.2).

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \text{ (m}^3\text{/jr)} \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

Avec : Dot: Dotation moyenne journalière en (l/j/hab) ;

N: Nombre d'habitants.

Tableau (II.2) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques

localités	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab.)	Débit (m ³ /j)
Khenanefa	2820	150	423
Rouabia	1029	150	154.35
Omari	512	150	76.8
Ferme1	437	150	65.55
Ferme2	859	150	128.85
TOTAL	5657		848.55

II .3.2 Besoins scolaires [2]

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau (II.3) suivant:

Tableau (II.3): Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Equipements	Effectifs (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Khenanefa	03 Ecoles primaires	600	10	6
	CEM	300	20	6
	Lycée	300	20	6
TOTAL				18

II .3.3 Besoins administratifs [2]

Les différents besoins administratifs sont assemblés dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau (II.4): Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Localités	Equipements	Effectifs (employés)	Dotation (l/j/ employés)	Qmoyj (m ³ /j)
Khenanefa	Poste	10	25	0.25
	Mairie	15	25	0.37
TOTAL				0.67

II.3.4 Besoins socioculturels [2]

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau (II.5) suivant :

Tableau (II.5): Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager), (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
Khenanefa	01Stade	/	1500	04	06
	01 Mosquée	500	/	20	10
TOTAL					16

II .3.5 Besoins commerciaux et industriels [2]

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation. Ces besoins sont représentés sur le tableau (II.6) ci-après :

Tableau (II.6): Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels

Localité	Equipements	Effectifs (unités)	Dotation Pour l'unité	Qmoyj (m ³ /j)
Khenanefa	Douches	30 postes	200(l/j/poste)	6
	Hammam	80 personnes	150 (l/j/personne)	12
	Café	120	10 (l/j/personne)	1.2
	Restaurant	80	15 (l/j/personne)	1.2
TOTAL				20.4

II.3.6 Besoins du bétail [2]

Les zones rurales sont généralement connues par les activités agricoles qui sont importantes. Les besoins sont récapitulés dans le tableau (II.7) suivant :

Tableau (II.7): Tableau récapitulatif des besoins du bétail

Localités	Bovins		Ovins		Débit (m ³ /j)
	Têtes	Dotation (l/j/tête)	Têtes	Dotation (l/j/tête)	
Khenanefa	3200	80	1500	08	268
Ferme1	1400	80	1200	08	121.60
Total					389.6

II.3.7. Récapitulation de la consommation moyenne totale

Après l'étude détaillée des besoins en eau, le tableau (II.8) illustre les besoins moyens à l'horizon 2049.

Tableau (II.8) : Répartition des besoins moyens à l'horizon 2049

Localités	Répartition des besoins selon les zones 2049 (m ³ /j)		
	Besoins Domestique (m ³ /j)	Besoins des équipements (m ³ /j)	Qmoy j (m ³ /j)
Khenanefa	423	323.07	746.07
Rouabia	154.35	0	154.35
Omari	76.8	0	76.8
Ferme1	65.55	121.6	187.15
Ferme 2	128.85	0	128.85
TOTAL	848.55	444.67	1293.22

II.4 Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable et d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière, il est intéressant d'effectuer une majoration de 30% (tableau II.9). Ces fuites d'eau sont fonction du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien du réseau.

Tableau (II.9) : Majoration de la consommation moyenne journalière

besoins	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)	$Q_{moy.maj}$ (m^3/j) (2049)
besoins Domestique	848.55	1103.115
besoins des équipements	444.67	578.071
Total	1293.22	1681.186

II.5 Détermination de la consommation maximale et minimale journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités $K_{max\ j}$ et $K_{min\ j}$.

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{max\ j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max\ j}}{Q_{moy\ j}} \dots\dots\dots(II.3)$$

Le coefficient d'irrégularité minimale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{min\ j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{min\ j}}{Q_{moy\ j}} \dots\dots\dots(II.4)$$

D'où :

$$Q_{max\ j} = K_{max\ j} \times Q_{moy\ j} \dots\dots\dots(II.5)$$

$$Q_{min\ j} = K_{min\ j} \times Q_{moy\ j} \dots\dots\dots(II.6)$$

Avec : $Q_{max\ j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année ;

$Q_{min\ j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année ;

$K_{max\ j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération et son mode de vie. Sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ;

$K_{min\ j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

Dans notre étude, on prendra : $K_{max\ j} = 1.2$ et $K_{min\ j} = 0.8$

On aura alors : $Q_{max\ j} = 1.2 \times Q_{moy\ j}$ et $Q_{min\ j} = 0.8 \times Q_{moy\ j}$

Les résultats des besoins journaliers sont reportés dans le tableau(II.10) ci-dessous.

Tableau (II.10) : Variation de la consommation journalière

Localité	Q _{moyj} (m ³ /j)	Q _{maxj} (m ³ /j)	Q _{minj} (m ³ /j)
	Horizon 2049	Horizon 2049	Horizon 2049
Khenanfa	969.89	1163.868	775.912
Rouabia	200.655	240.786	160.524
Omari	99.84	119.808	79.872
Ferme I	243.295	291.954	194.636
Ferme II	167.505	201.006	134.004
Total (m ³ /j)	1681.186	2017.422	1344.948

II.6 Variation de la consommation horaire

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times (Q_{\max, j} / 24) \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

$K_{\max h}$: coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule (**Voir Annexe 1**) :

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

Avec : α_{\max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1.2 et 1.4. Les localités KHENANEFA et ROUABIA sont des zones rurales ; On prend donc ($\alpha_{\max} = 1.3$).

β_{\max} : Coefficient donnée par le tableau (II.11) en fonction de la taille d'agglomération.

Tableau (II.11) : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants N

N× 1000	<1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10	1.03	1

Pour notre cas, le nombre d'habitants est égal à 5657 habitants (à l'horizon 2049).

Donc, il en résulte : $\beta_{\max} = 1.42$ et $\alpha_{\max} = 1.3$

Alors : $K_{\max, h} = 1.3 \times 1.42 = 1.846$

Et $Q_{\max h} = K_{\max h} \times (Q_{\max j} / 24) = 1.846 \times (2017.422 / 24) = 155.17 \text{ m}^3/\text{h}$

Par conséquent : $Q_{\max h} = 43.10 \text{ l/s}$.

II.7 Conclusion

Dans ce second chapitre nous avons entamé l'étude hydraulique par le calcul de la population actuelle et à l'horizon d'étude (2049) ainsi que les besoins en eau tant domestiques que sanitaires, scolaires, socioculturels et arrosages, commerciaux et administratifs à partir desquels nous avons calculé le débit max journalier et le débit de pointe horaire analytiquement en prenant en considération tous les coefficients d'irrégularité journaliers et horaires.

Le débit max journalier et le débit de pointe horaire obtenus par la méthode analytique sont : $Q_{\max j} = 2017.422 \text{ m}^3/\text{j} = 23.35 \text{ l/s}$ et $Q_{\max h} = 155.17 \text{ m}^3/\text{h} = 43.10 \text{ l/s}$, respectivement. Le débit max horaire a été retenu comme donnée de base (débit à mobiliser) pour le dimensionnement de notre réseau d'alimentation en eau potable dans le reste du travail.

Aussi, comme la population de zone d'étude a pratiquement triplé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière, il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos ressources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps.

CHAPITRE III :
DIMENSIONNEMENT DU
RÉSEAU DE
DISTRIBUTION

III.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 optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés. Mais le plus utilisé c'est le réseau maillé.

III.2. Classification des réseaux d'A.E.P [4]

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit ;

- Les réseaux ramifiés
- Les réseaux maillés
- Les réseaux étagés
- Les réseaux à alimentation distincte
- Les réseaux mixtes.

a. Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

b. Le réseau maillé

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure.

c. Le réseau étagé

Il est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.

d. Le réseau à alimentation distincte

Constitué généralement de deux réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservé aux usages industriels, lavage des rues et arrosages des plantations. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

e. Le réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

III.3.choix de la trace

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

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

III.4. Choix du type de tuyau [7]

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le PEHD (PN 10) en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

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

III.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

III.5.1. Débit de pointe

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas, le débit de pointe est :

- Pour la zone (KHENANFA et ROUABIA): $Q_p = 155.16 \text{ m}^3/\text{h}$ c.à.d : **$Q_p = 43.1 \text{ l/s}$**

III.5.2. Débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{sp} = Q_p / \sum L_i \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

- Q_p = débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$ = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

III.5.3. Débit en route

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

$$Q_r = Q_{sp} * L_{i-j} \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (III.2)$$

III.5.4. Débit de nœud

C'est le débit de consommation supposé concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau. Il est déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_n = 0.55 \sum Q_{r.amont} + 0.45 \sum Q_{r.aval} + \sum Q_{cons} \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (III.3)$$

$$\text{Ou bien : } Q_n = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_{cons} \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec : Q_n : Débit au nœud i ;

$\sum Q_r$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœuds i (l/s) ;

$\sum Q_{r.amont}$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœuds i du coté amont (l/s) ;

$\sum Q_{r.aval}$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœuds i du coté aval (l/s) ;

$\sum Q_{cons}$: La somme des débits concentrés au nœud i (l/s) .

III.5.5 Débit de calcul

C'est le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de répondre à la demande de ses propres branchements (service en route), et d'en assurer celui demandé par

les conduites qui en dépendent (débit aval). C'est d'ailleurs le débit qui est utilisé pour le calcul des pertes de charge le long de chaque tronçon du réseau. Le débit de calcul est donné par la formule suivante:

$$Q_c = Q_t + 0.55Q_r \text{ (l/s)(III.5)}$$

Avec: Q_c : Débit de calcul ;

Q_t : Débit de transit ou débit aval (l/s);

Q_r : Débit en route (l/s)

III.5.6 Diamètres des conduites et vitesses d'écoulement

Le diamètre de chaque conduite est déterminé en fonction du débit correspondant. On peut utiliser un programme Excel en première approche, puis on procède au fur et à mesure à des ajustements à l'aide du logiciel EPANET 2.0, en respectant les conditions de vitesse (0.5 à 1.5 m/s) et de pression (18 et 60m). les vitesses d'écoulement sont calculées en fonction du diamètre et du débit de calcul :

$$v = \frac{4Q_c}{\pi D^2} \text{ (m/s)(III.6)}$$

Avec : Q_c : débit de calcul en m^3/s et D diamètre de la conduite en (m) (**Voir Annexe 2**).

III.5.7 Charges et pressions au sol

Pour notre réseau ramifié d'alimentation en eau potable, la charge au nœud $i+1$ est déterminé en fonction de la charge au nœud i et de la perte de charge entre les nœuds i et $i+1$ en partant du réservoir et en descendant de proche en proche jusqu'à l'extrémité aval:

$$H_{i+1} = H_i - PDC_{i-i+1} \text{ (m)(III.7)}$$

Avec : H_{i+1} : Charge au nœud $i+1$ (m);

H_i : Charge au nœud i (m);

PDC_{i-i+1} : perte de charge entre les nœuds i et $i+1$ (m).

La pression au sol au nœud $i+1$ est déterminée en fonction de la charge au nœud $i+1$ et l'altitude du même nœud :

$$P_{i+1} = H_{i+1} - Z_{i+1} \text{ (m)(III.8)}$$

Avec : P_{i+1} : Pression au sol au nœud $i+1$ (m);

Z_{i+1} : Altitude du nœud $i+1$ (m).

III.6 Modélisation et simulation du réseau

Suite à l'essor qu'ont connus les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine d'hydraulique. Ces logiciels sont capables de faire des simulations et des calculs fastidieux en un temps record. Nous en citons les plus connus :

WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser est intitulé EPANET.

III.6.1. Présentation du logiciel EPANET

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

III.6.2. Utilisation du logiciel EPANET

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

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

III.6.3. Modélisation du réseau

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

a). Première étape

Elle consiste à au report du tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec EPANET.

b). Deuxième étape

Il s'agit de choisir et de définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base.

c). Troisième étape

Dans notre projet la modélisation consiste à un introduire les différentes données du réseau.

+ Au niveau des nœuds

- L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence.
- La demande en eau (débit en route prélevé sur le réseau).

+ Au niveau des arcs

- Les nœuds initial et final, le diamètre, la longueur et le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

+ Au niveau des réservoir

- insertitude du radier ;
- Le diamètre ;
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

III.7. Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie

III.7.1. Distribution à partir du réservoir 600 m³ vers la zone d'étude (agglomération)

III.7.1.1. Données de base

- La cote du radier du réservoir est de 825 m ;
- La longueur totale du réseau de distribution est de 9895 m ;
- Le débit de pointe est : $Q_p = 155.16 \text{ m}^3/\text{h}$; soit 43.10 l/s ;
- Le débit spécifique : $Q_{sp} = Q_p / \sum L$ d'où $Q_{sp} = 43.10 / 9895 = 0.00435 \text{ l/s/m}$

III.7.1.2. Calcul des différents débits du réseau d'AEP (heure de pointe)

Le découpage et l'estimation des besoins maximums horaires (Débit spécifique, débits en route et débits aux nœuds) sont résumés dans le tableau (III.1).

Tableau (III.1) : Calcul des différents débits du réseau d'AEP

Nœud	Tronçon	L (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R	R-2	155	0.00435	/	/
2	2-3	480		2.064	2.11
	2-11	600		2.58	
3	3-2	480		2.064	2.10
	3-4	35		0.1505	
	3-6	460		1.978	
4	3-4	35		0.1505	0.61
	4-5	260		1.118	
5	4-5	260		1.118	0.64

6	6-3	460	0.00435	1.978	3.12
	6-7	220		0.946	
	6-10	820		3.526	
7	6-7	220		0.946	1.37
	7-8	220		0.946	
	7-9	210		0.903	
8	7-8	220		0.946	0.56
9	7-9	210		0.903	0.53
10	6-10	820		3.526	1.95
11	2-11	600		2.58	2.56
	11-12	200		0.86	
	11-15	380		1.634	
12	11-12	200		0.86	0.88
	12-13	200		0.86	
13	12-13	200		0.86	0.9
	13-14	220		0.946	
14	13-14	220		0.946	0.55
15	11-15	380		1.634	2.66
	15-16	380		1.634	
	15-22	520		2.236	
16	16-15	380		1.634	1.88
	16-17	500		2.15	
17	16-17	500		2.15	3.22
	17-18	150		0.645	
	17-19	900		3.87	
18	17-18	150		0.645	0.39
19	17-19	900		3.87	2.66
	19-20	150		0.645	
	19-21	120		0.516	
20	19-20	150		0.645	0.38
21	19-21	120		0.516	0.33
22	15-22	520	2.236	3.65	
	22-23	550	2.365		
	22-28	700	3.01		
23	22-23	550	2.365	2.33	
	23-24	530	2.279		
24	23-24	530	2.279	1.97	
	24-25	130	0.559		
	24-26	240	1.032		
25	24-25	130	0.559	0.33	
26	24-26	240	1.032	1	
	26-27	220	0.946		
27	26-27	220	0.946	0.53	
28	22-28	700	3.01	2.35	
	28-29	100	0.43		
	28-30	250	1.075		
29	28-29	100	0.43	0.27	
30	28-30	250	1.075	0.89	
	30-31	150	0.645		
31	30-31	150	0.645	0.37	

III.7.1.3 Cas de pointe

L'état des nœuds et arcs, après simulation (en utilisant le logiciel EPANET), est résumé dans les tableaux (III.2) et (III.3) et montré dans les figures (III.1) et (III.2).

Tableau (III-2) : Etat des nœuds du réseau d'AEP après simulation (heure de pointe)

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
Réservoir	825	-----	827	2
2	803.78	2.11	825.56	21.78
3	779.14	2.10	822.04	42.90
4	776.49	0.61	821.75	45.26
5	762.52	0.64	815.75	53.21
6	756.21	3.12	819.07	62.86
7	754.44	1.37	816.38	61.84
8	738.26	0.56	812.41	74.15
9	731.78	0.53	812.96	81.18
10	707.1	1.95	769.06	61.96
11	748.58	2.56	820.49	71.91
12	710.94	0.88	818.29	107.35
13	694.3	0.9	816.11	121.81
14	716.33	0.55	812.24	95.94
15	749.33	2.66	816.60	66.97
16	714.84	1.88	810.16	95.32
17	695.5	3.22	795.29	99.79
18	694.4	0.39	791.05	96.95
19	684.52	2.66	746.80	62.28
20	680.4	0.38	742.76	62.36
21	684.5	0.33	744.31	59.81
22	766.35	3.65	813.58	47.23
23	725.54	2.33	800.71	75.17
24	706.9	1.97	785.01	78.80
25	722.62	0.33	783.01	60.39
26	712	1	782.82	70.82
27	721.4	0.53	779.23	57.83
28	765.4	2.35	811.10	45.70
29	759.32	0.27	809.67	50.35
30	768.2	0.89	809.05	40.85
31	765.3	0.37	805.21	39.91

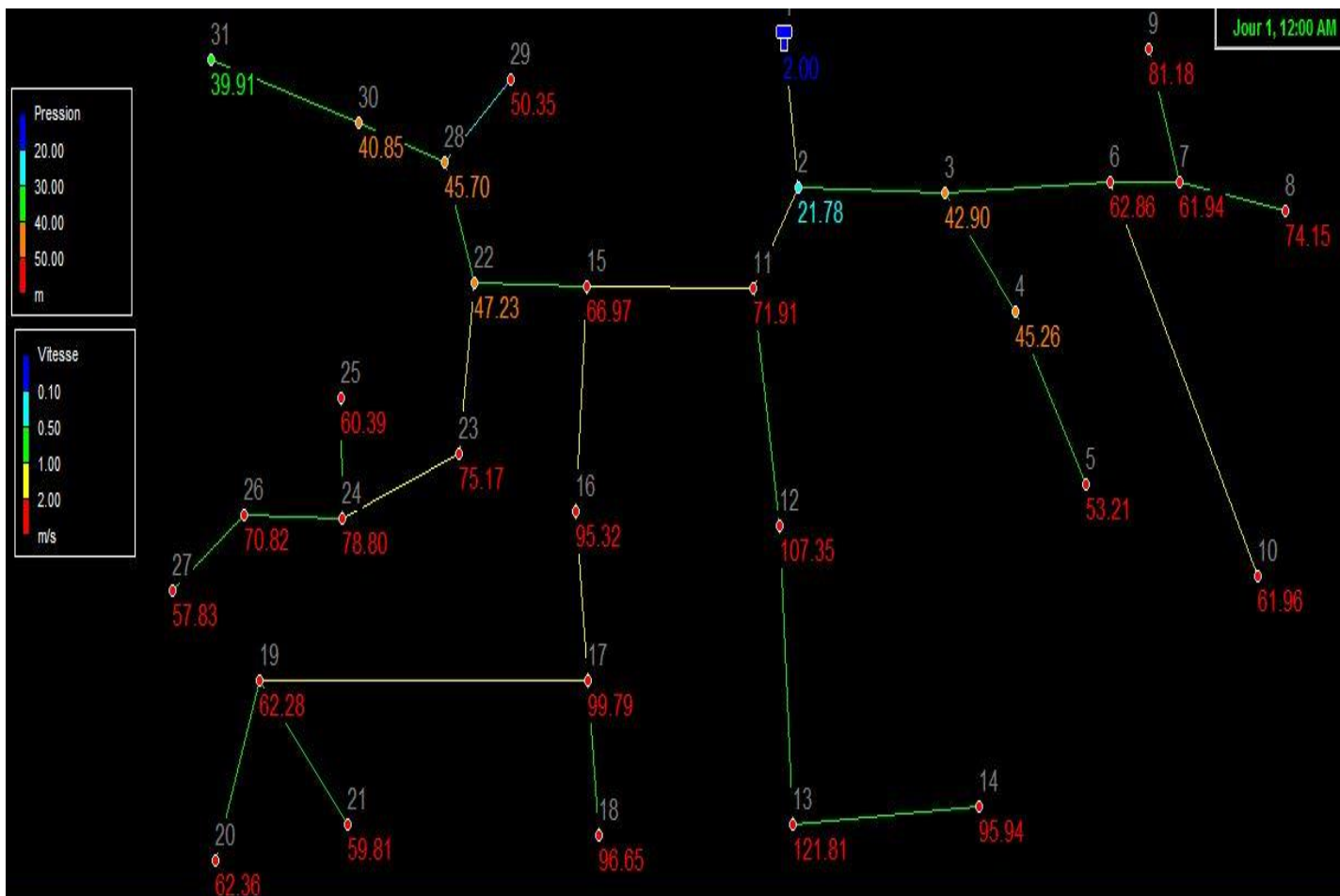


Figure (III-1): Etat des nœuds du réseau de la zone après simulation (heure de pointe)

Tableau (III-3): Etat des arcs du réseau d'AEP (heure de pointe)

Arc	Long (m)	D (mm)	Rugosité	Q (l/s)	vitesse (m/s)	PDC (m/km)
Tuyau 1	155	225	0,1	43.10	1.40	9.27
Tuyau 2	480	140	0,1	10.89	0.55	7.34
Tuyau 3	35	63	0,1	1.25	0.55	8.23
Tuyau 4	260	40	0,1	0.64	0.70	23.17
Tuyau 5	460	110	0,1	7.53	1.02	6.45
Tuyau 6	220	75	0,1	2.46	0.77	12.21
Tuyau 7	220	40	0,1	0.56	0.62	18.05
Tuyau 8	210	40	0,1	0,53	0.58	16.29
Tuyau 9	820	50	0,1	1.95	1.37	60.99
Tuyau 10	600	200	0,1	30.10	1,23	8.45
Tuyau 11	200	75	0,1	2.33	0.73	55
Tuyau 12	200	63	0,1	1.45	0.64	10.86
Tuyau 13	220	40	0,1	0,55	0.61	17.46
Tuyau 14	380	180	0,1	25.21	1,28	10.25
Tuyau 15	380	110	0,1	8.86	1.20	16.93
Tuyau 16	500	90	0,1	6.98	1.42	29.75
Tuyau 17	150	32	0,1	0.39	0.67	28.24
Tuyau 18	900	63	0,1	3.37	1.49	53.88
Tuyau 19	150	32	0,1	0.38	0.65	26.90
Tuyau 20	120	32	0,1	0.33	0.57	20.69
Tuyau 21	520	160	0,1	13.69	0.88	5.79
Tuyau 22	550	90	0,1	6.16	1.25	23.41
Tuyau 23	530	75	0,1	3.83	1.20	28.32
Tuyau 24	130	32	0,1	0,33	0.57	20.69
Tuyau 25	240	63	0,1	1,53	0.68	12.01
Tuyau 26	220	40	0,1	0,53	0.58	16.29
Tuyau 27	700	110	0,1	3.88	0.53	3.55
Tuyau 28	100	32	0,1	0,27	0.46	14.28
Tuyau 29	250	63	0,1	1.26	0.56	8.20
Tuyau 30	150	32	0,1	0,37	0.64	25.6

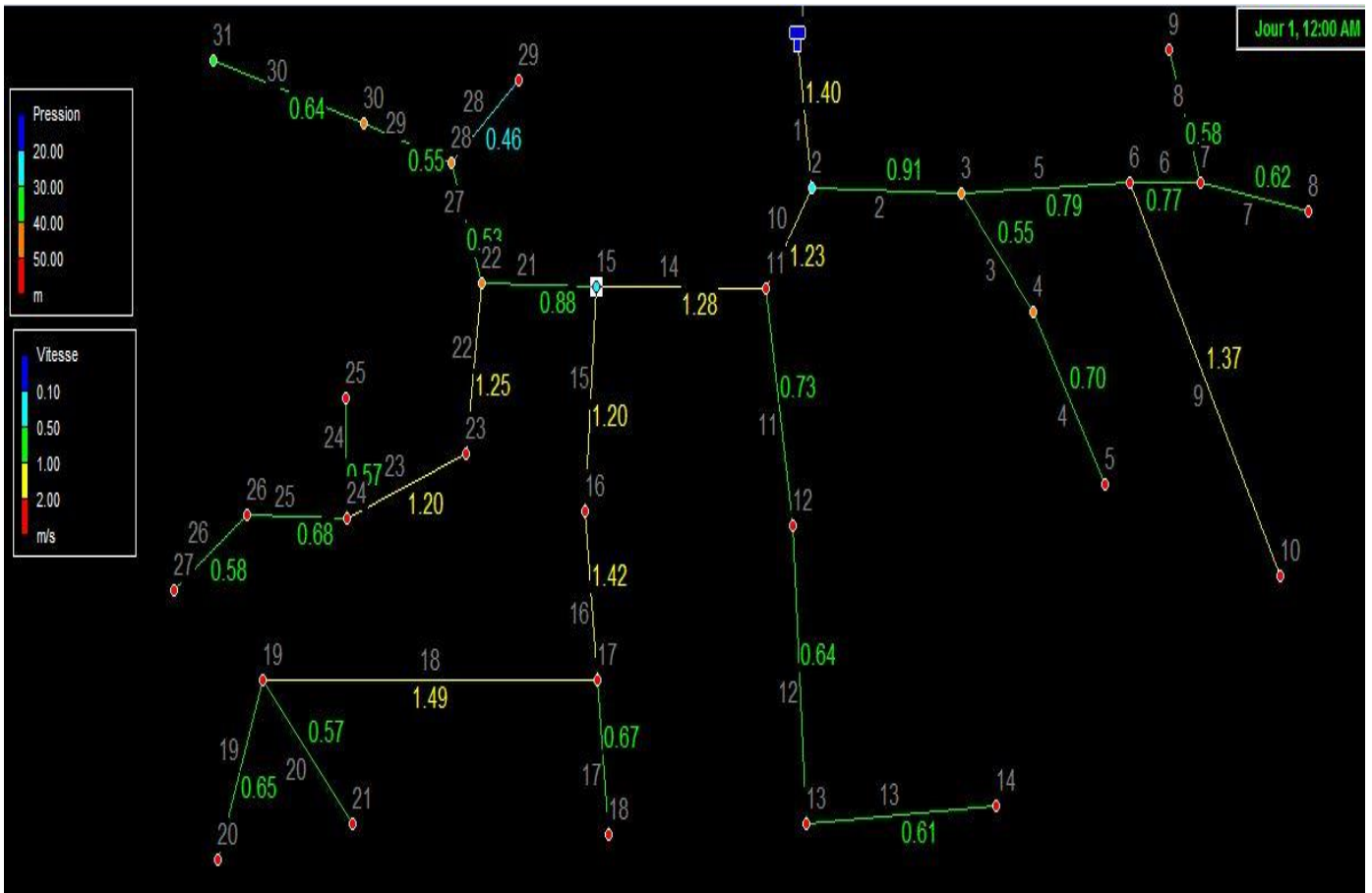


Figure (III-2): Etat des arcs du réseau d'AEP après simulation (heure de pointe)

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que :

Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées à l'exception de tronçon 28, ayant de vitesse de 0.46 m/s (acceptable). Ceci est dû à la faible consommation au niveau de tronçon concerné .

Les pressions aux nœuds dépassent la limite supérieure 60m pour plusieurs nœuds. Elles sont mentionnés en rouge dans le tableau (III.2) et la figure (III.1). Ce qui peut provoquer de nombreux problèmes au niveau des installations et des conduites (fuites d'eau, bruits par les coups de belier et endommagement de la canalisation).

Pour protéger notre réseau contre les surpressions, nous avons essayé d'abaisser l'altitude du réservoir. Comme cela a entraîné la diminution des pressions au sol dans pas mal de nœuds au dessous de la limite inférieure 18m (habitations rurales R+1); nous avons opté pour l'utilisation des réducteurs de pression aux niveaux des tronçons n° 05, 10, 11, 15 et 21 tout en maintenant le reservoir à la cote 825m.

L'état des nœuds et arcs, après simulation avec réducteurs de pression (en utilisant le logiciel EPANET), est résumé dans les tableaux (III.4) et (III.5) et montré dans les figures(III.3) et(III.4).

Tableau (III-4) : Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
Réservoir	825	-----	827	2
2	803.78	2.11	825.56	21.78
3	779.14	2.10	822.04	42.90
4	776.49	0.61	821.75	45.26
5	762.52	0.64	815.72	53.21
6	756.21	3.12	796.04	39.83
7	754.44	1.37	793.35	38.91
8	738.26	0.56	789.38	51.12
9	731.78	0.53	789.93	58.15
10	707.1	1.95	746.02	38.91
11	748.58	2.56	803.56	54.98
12	710.94	0.88	748.56	37.62
13	694.3	0.9	746.39	52.09
14	716.33	0.55	742.55	26.22
15	749.33	2.66	799.67	50.04
16	714.84	1.88	769.43	54.83
17	695.5	3.22	754.79	59.29
18	694.4	0.39	750.56	56.16
19	684.52	2.66	706.30	21.78
20	680.4	0.38	702.27	21.87
21	684.5	0.33	703.82	19.32
22	766.35	3.65	794.67	28.32
23	725.54	2.33	781.97	56.25
24	706.9	1.97	766.78	59.88
25	722.62	0.33	764.09	41.47
26	712	1	763.90	51.90
27	721.4	0.53	760.32	38.92
28	765.4	2.35	792.18	26.78
29	759.32	0.27	790.75	31.43
30	768.2	0.89	790.13	21.93
31	765.3	0.37	786.29	20.99

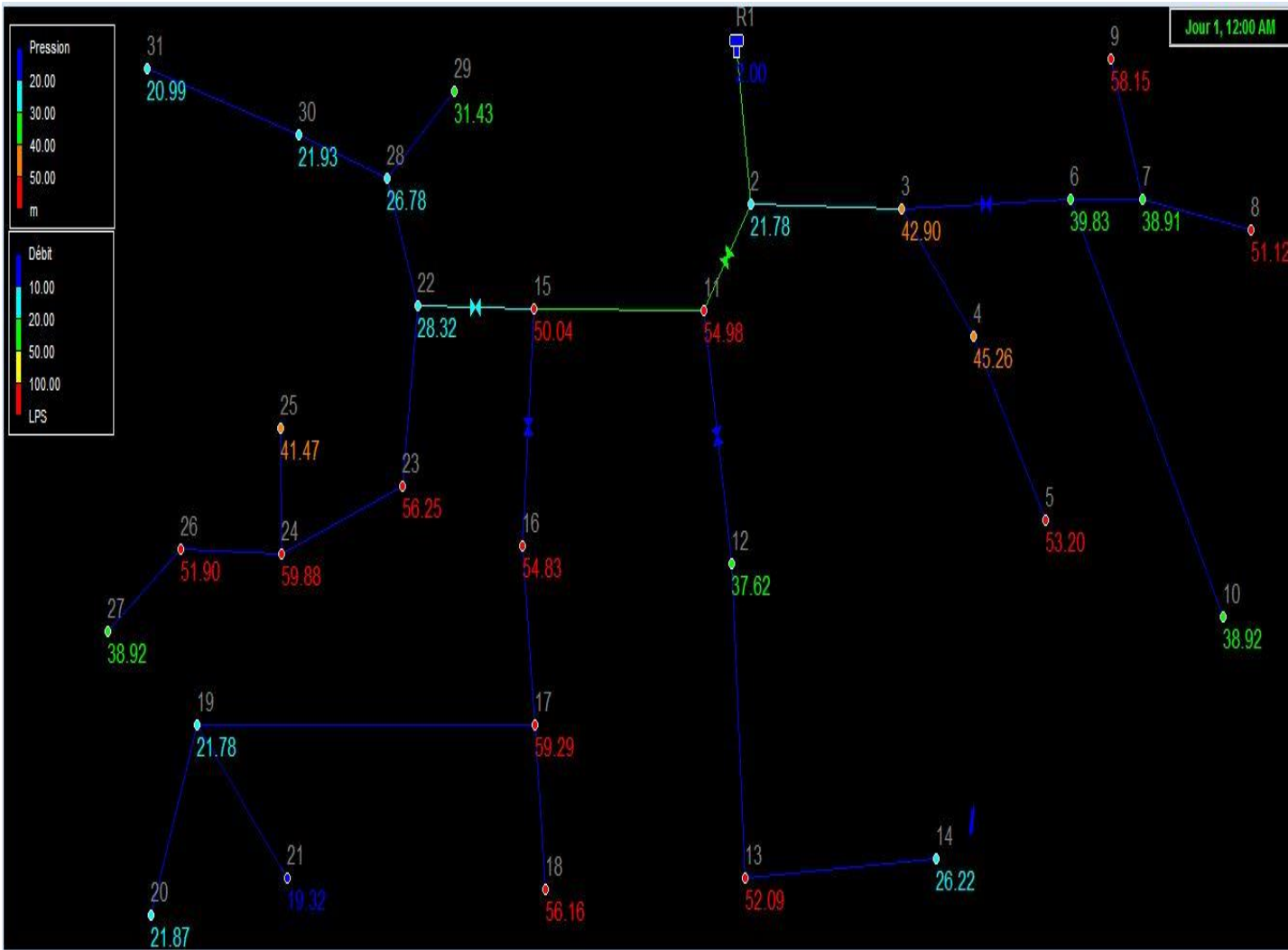


Figure (III-3): Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression

Tableau (III-5): Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression

Arc	Long (m)	D (mm)	Rugosité	Q (l/s)	vitesse (m/s)	PDC (m/km)
Tuyau 1	155	225	0,1	43.10	1.40	9.27
Tuyau 2	480	140	0,1	10.89	0.55	7.34
Tuyau 3	35	63	0,1	1.25	0.55	8.23
Tuyau 4	260	40	0,1	0.64	0.70	23.17
Tuyau 5	460	110	0,1	7.53	1.02	6.45
Tuyau 6	220	75	0,1	2.46	0.77	12.21
Tuyau 7	220	40	0,1	0.56	0.62	18.05
Tuyau 8	210	40	0,1	0,53	0.58	16.29
Tuyau 9	820	50	0,1	1.95	1.37	60.99
Tuyau 10	600	200	0,1	30.10	1,23	8.45
Tuyau 11	200	75	0,1	2.33	0.73	55
Tuyau 12	200	63	0,1	1.45	0.64	10.86
Tuyau 13	220	40	0,1	0,55	0.61	17.46
Tuyau 14	380	180	0,1	25.21	1,28	10.25
Tuyau 15	380	110	0,1	8.86	1.20	16.93
Tuyau 16	500	90	0,1	6.98	1.42	29.75
Tuyau 17	150	32	0,1	0.39	0.67	28.24
Tuyau 18	900	63	0,1	3.37	1.49	53.88
Tuyau 19	150	32	0,1	0.38	0.65	26.90
Tuyau 20	120	32	0,1	0.33	0.57	20.69
Tuyau 21	520	160	0,1	13.69	0.88	5.79
Tuyau 22	550	90	0,1	6.16	1.25	23.41
Tuyau 23	530	75	0,1	3.83	1.20	28.32
Tuyau 24	130	32	0,1	0,33	0.57	20.69
Tuyau 25	240	63	0,1	1,53	0.68	12.01
Tuyau 26	220	40	0,1	0,53	0.58	16.29
Tuyau 27	700	110	0,1	3.88	0.53	3.55
Tuyau 28	100	32	0,1	0,27	0.46	14.28
Tuyau 29	250	63	0,1	1.26	0.56	8.20
Tuyau 30	150	32	0,1	0,37	0.64	25.6

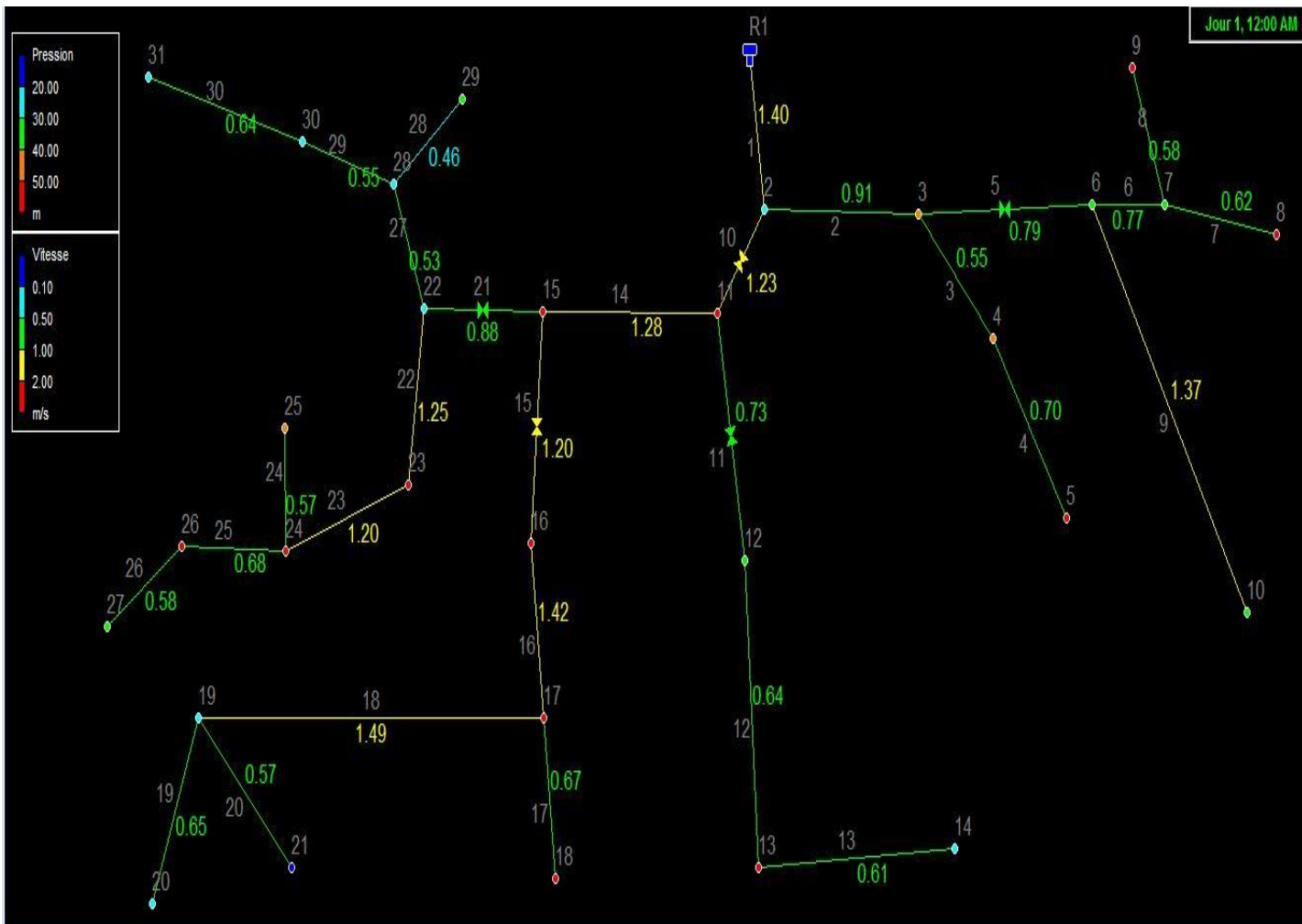


Figure (III-4): Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression

III .7.1.4 Vérification de la condition d'incendie (cas de pointe plus incendie)

A. Conditions de fonctionnement et d'emplacement d'un poteau d'incendies

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 durées 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 400 m.
- le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 mm.

B. Choix d'emplacement des poteaux d'incendies

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 plusieurs poteaux d'incendie (espacés de 400m) sur les troncons 6, 22 du réseau de la zone d'étude et vérifier les caractéristiques hydrauliques en cas d'exploitation des poteaux d'incendie au niveau des cette nœuds ; étant donné que les autres troncons sont de faibles diamètres et véhiculent de faibles débits liquides.

Donc, sur le réseau de distribution de la zone d'étude, nous avons ajouté des débits localisés de 17l/s au niveau des nœuds 06 et 22, de sorte à ne pas exploiter simultanément plus qu'un poteau d'incendie (chaque poteau a sa propre simulation).

C. Etat du réseau après simulation

L'état des nœuds et arcs, après simulation en utilisant le logiciel EPANET) de chaque poteau d'incendie séparément (au nœuds 06 et 22), est présenté dans les tableaux (III.6), (III.7), (III.8) et (III.9) et illustré dans les figures (III.5), (III.6), (III.7) et (III.8).

Les résultats montrent que les canalisations du réseau de distribution peuvent fournir à l'heure de pointe plus incendie, des pressions dans les limites souhaitées (supérieures à 18m). Elle montrent également que les abonnés seront alimentés normalement en eau potable avec vitesses d'écoulement cceptables et des pressions suffisantes malgré l'extraction d'un débit d'incendie de 17l/s pour eteindre le feux. Notant qu'en cas d'incendie, on tolère des vitesses jusqu'à 2.5m/s.

Tableau (III-6) : Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 06

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
Réservoir	825	-----	827	2
2	803.78	2.11	824.27	20.49
3	779.14	2.11	802.73	23.59
4	776.49	0.61	802.44	25.95
5	762.52	0.64	796.44	33.90
6	756.21	20.12	778.76	22.52
7	754.44	1.37	776.04	21.60
8	738.26	0.56	772.04	33.81
9	731.78	0.53	772.06	40.84
10	707.1	1.95	728.72	21.62
11	748.58	2.56	802.27	53.69
12	710.94	0.88	747.27	36.33
13	694.3	0.9	745.09	50.79
14	716.33	0.55	741.25	24.92
15	749.33	2.66	798.37	48.78
16	714.84	1.88	769.37	54.53
17	695.5	3.22	754.50	59.00
18	694.4	0.39	750.26	55.86
19	684.52	2.66	706.01	21.49
20	680.4	0.38	701.97	21.57
21	684.5	0.33	703.52	19.02
22	766.35	3.65	793.37	27.02
23	725.54	2.33	780.50	54.96
24	706.9	1.97	765.49	58.59
25	722.62	0.33	762.80	40.18
26	712	1	762.61	50.61
27	721.4	0.53	759.02	37.62
28	765.4	2.35	790.88	25.48
29	759.32	0.27	789.46	30.14
30	768.2	0.89	788.83	20.63
31	765.3	0.37	784.99	29.69

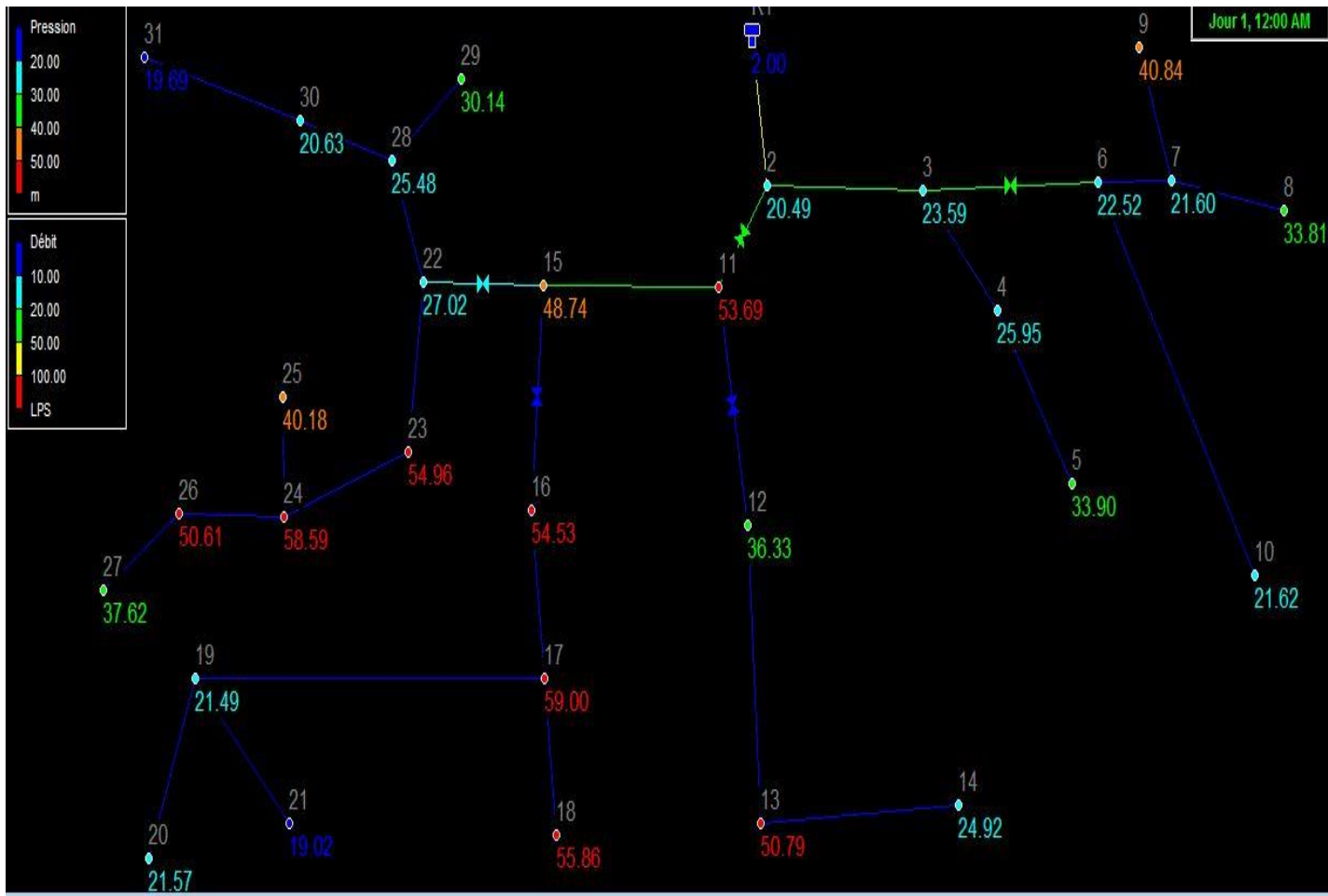


Figure (III-5): Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 06

Tableau (III-7) Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 06

Arc	Long (m)	D (mm)	Rugosité	Q (l/s)	vitesse (m/s)	PDC (m/km)
Tuyau 1	155	225	0,1	60.10	1.95	17.64
Tuyau 2	480	140	0,1	27.89	2.33	44.87
Tuyau 3	35	63	0,1	1.25	0.55	8.23
Tuyau 4	260	40	0,1	0.64	0.70	23.17
Tuyau 5	460	110	0,1	24.53	2.50	24.00
Tuyau 6	220	75	0,1	2.46	0.77	12.21
Tuyau 7	220	40	0,1	0.56	0.62	18.05
Tuyau 8	210	40	0,1	0,53	0.58	16.29
Tuyau 9	820	50	0,1	1.95	1.37	60.99
Tuyau 10	600	200	0,1	30.10	1,23	22.00
Tuyau 11	200	75	0,1	2.33	0.73	55
Tuyau 12	200	63	0,1	1.45	0.64	10.86
Tuyau 13	220	40	0,1	0,55	0.61	17.46
Tuyau 14	380	180	0,1	25.21	1,28	10.25
Tuyau 15	380	110	0,1	8.86	1.20	29.00
Tuyau 16	500	90	0,1	6.98	1.42	29.75
Tuyau 17	150	32	0,1	0.39	0.67	28.24
Tuyau 18	900	63	0,1	3.37	1.49	53.88
Tuyau 19	150	32	0,1	0.38	0.65	26.90
Tuyau 20	120	32	0,1	0.33	0.57	20.69
Tuyau 21	520	160	0,1	13.69	0.88	5.00
Tuyau 22	550	90	0,1	6.16	1.25	23.41
Tuyau 23	530	75	0,1	3.83	1.20	28.32
Tuyau 24	130	32	0,1	0,33	0.57	20.69
Tuyau 25	240	63	0,1	1,53	0.68	12.01
Tuyau 26	220	40	0,1	0,53	0.58	16.29
Tuyau 27	700	110	0,1	3.88	0.53	3.55
Tuyau 28	100	32	0,1	0,27	0.46	14.28
Tuyau 29	250	63	0,1	1.26	0.56	8.20
Tuyau 30	150	32	0,1	0,37	0.64	25.60

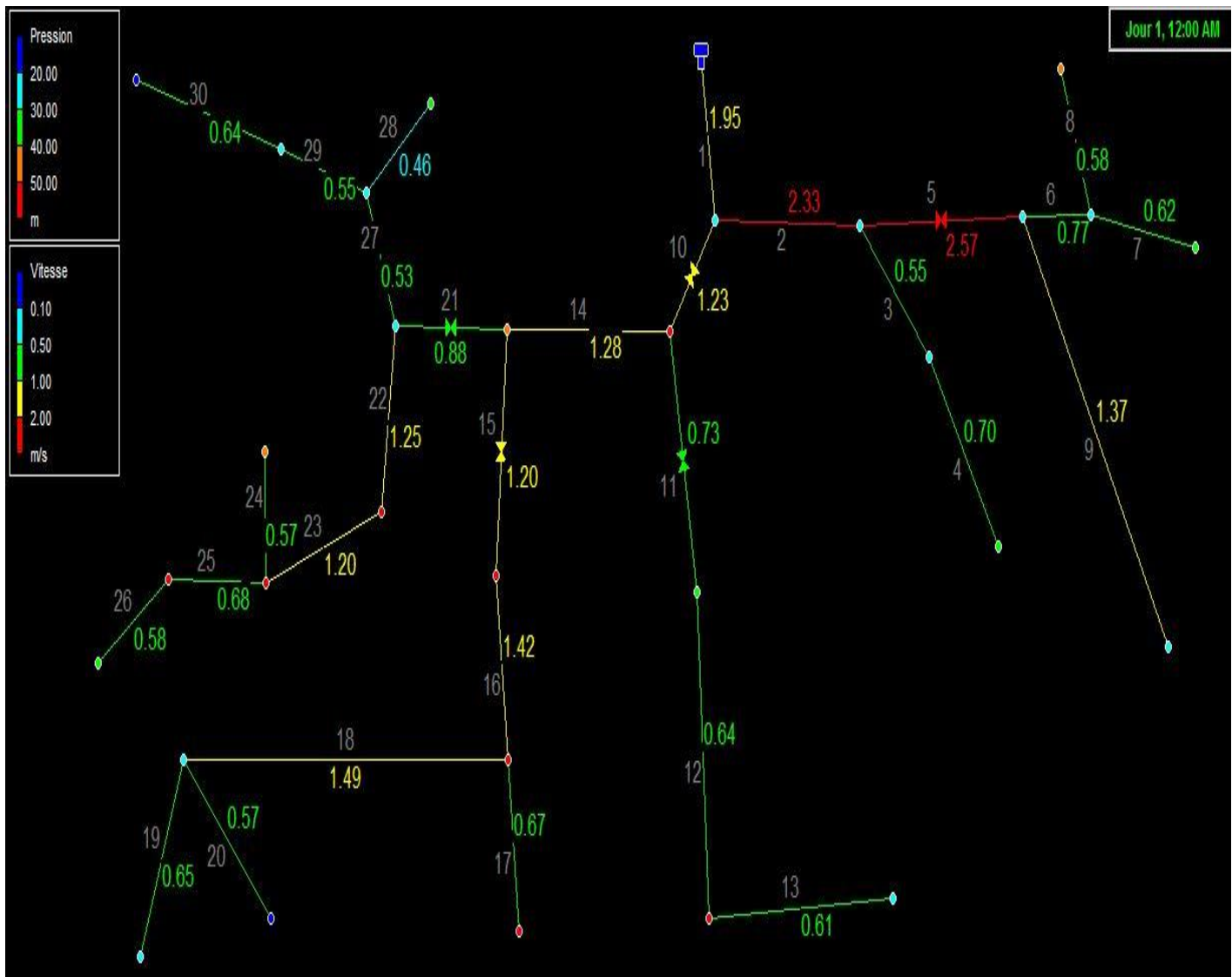


Figure (III-6): Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 06

Tableau (III-8) : Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 22

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
Réservoir	825	-----	827	2
2	803.78	2.11	824.27	20.49
3	779.14	2.10	820.74	41.60
4	776.49	0.61	820.45	43.96
5	762.52	0.64	814.43	51.91
6	756.21	3.12	794.74	38.53
7	754.44	1.37	792.05	37.61
8	738.26	0.56	788.08	49.82
9	731.78	0.53	788.63	56.85
10	707.1	1.95	744.73	37.63
11	748.58	2.56	802.27	53.69
12	710.94	0.88	747.27	36.33
13	694.3	0.9	745.09	50.79
14	716.33	0.55	741.25	24.92
15	749.33	2.66	791.72	42.09
16	714.84	1.88	769.72	54.88
17	695.5	3.22	754.84	59.34
18	694.4	0.39	750.61	56.21
19	684.52	2.66	706.35	21.83
20	680.4	0.38	702.32	21.92
21	684.5	0.33	703.87	19.37
22	766.35	20.65	791.72	25.37
23	725.54	2.33	778.85	53.31
24	706.9	1.97	763.84	56.94
25	722.62	0.33	761.15	38.53
26	712	1	760.95	48.95
27	721.4	0.53	757.37	35.97
28	765.4	2.35	789.23	23.83
29	759.32	0.27	787.81	28.49
30	768.2	0.89	787.18	18.98
31	765.3	0.37	783.34	18.04

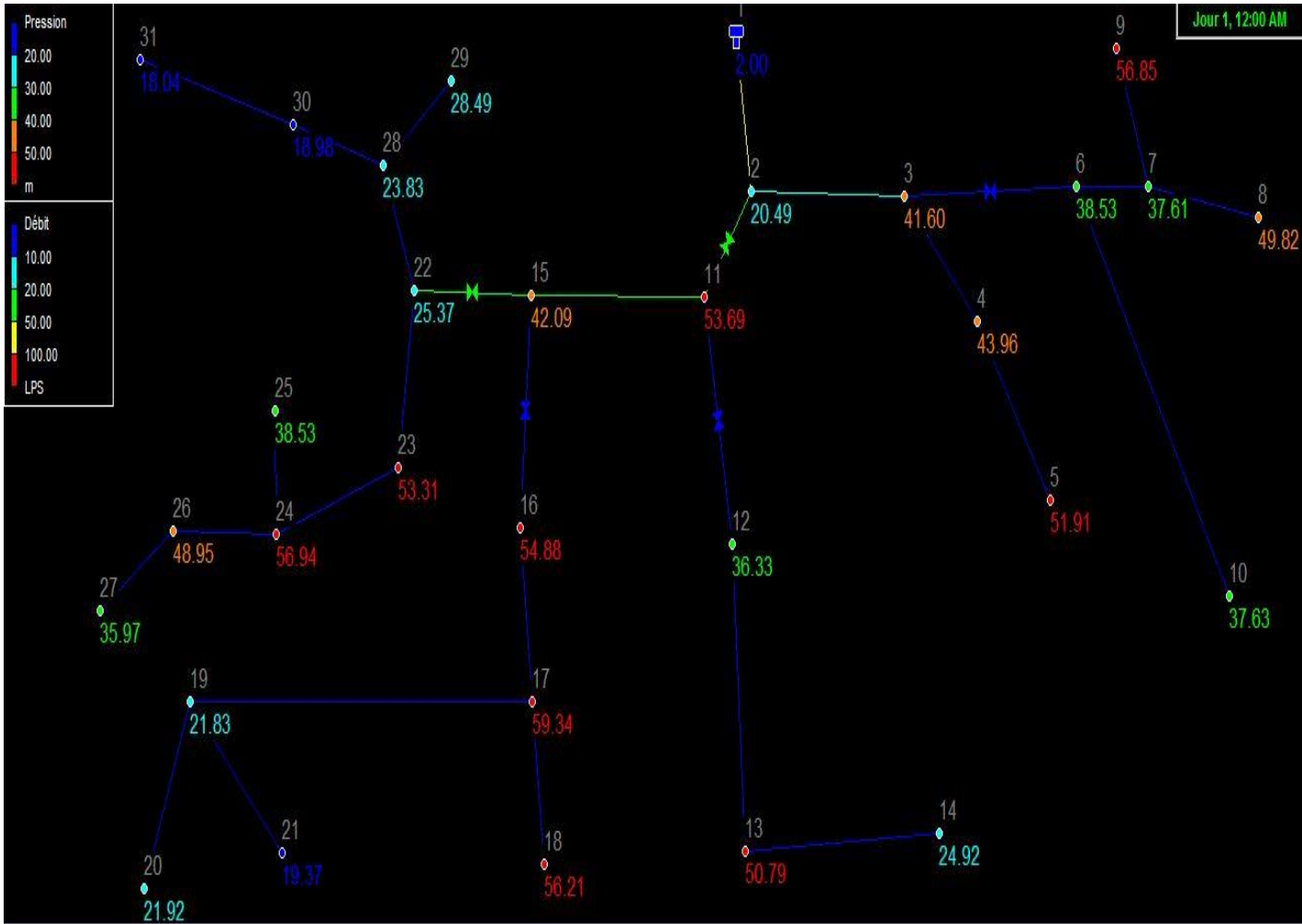


Figure (III-7): Etat des nœuds du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 22

Tableau (III-9) : Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 22

Arc	Long (m)	D (mm)	Rugosité	Q (l/s)	vitesse (m/s)	PDC (m/km)
Tuyau 1	155	225	0,1	60.10	1.95	17.64
Tuyau 2	480	140	0,1	10.89	0.91	7.34
Tuyau 3	35	63	0,1	1.25	0.55	8.23
Tuyau 4	260	40	0,1	0.64	0.70	23.17
Tuyau 5	460	110	0,1	7.53	0.79	26.00
Tuyau 6	220	75	0,1	2.46	0.77	12.21
Tuyau 7	220	40	0,1	0.56	0.62	18.05
Tuyau 8	210	40	0,1	0,53	0.58	16.29
Tuyau 9	820	50	0,1	1.95	1.37	60.99
Tuyau 10	600	200	0,1	30.10	1,93	22.00
Tuyau 11	200	75	0,1	2.33	0.73	55
Tuyau 12	200	63	0,1	1.45	0.64	10.86
Tuyau 13	220	40	0,1	0,55	0.61	17.46
Tuyau 14	380	180	0,1	42.21	2.14	27.75
Tuyau 15	380	110	0,1	8.86	1.20	22.00
Tuyau 16	500	90	0,1	6.98	1.42	29.75
Tuyau 17	150	32	0,1	0.39	0.67	28.24
Tuyau 18	900	63	0,1	3.37	1.49	53.88
Tuyau 19	150	32	0,1	0.38	0.65	26.90
Tuyau 20	120	32	0,1	0.33	0.57	20.69
Tuyau 21	520	160	0,1	30.69	1.97	0.00
Tuyau 22	550	90	0,1	6.16	1.25	23.41
Tuyau 23	530	75	0,1	3.83	1.20	28.32
Tuyau 24	130	32	0,1	0,33	0.57	20.69
Tuyau 25	240	63	0,1	1,53	0.68	12.01
Tuyau 26	220	40	0,1	0,53	0.58	16.29
Tuyau 27	700	110	0,1	3.88	0.53	3.55
Tuyau 28	100	32	0,1	0,27	0.46	14.28
Tuyau 29	250	63	0,1	1.26	0.56	8.20
Tuyau 30	150	32	0,1	0,37	0.64	25.6

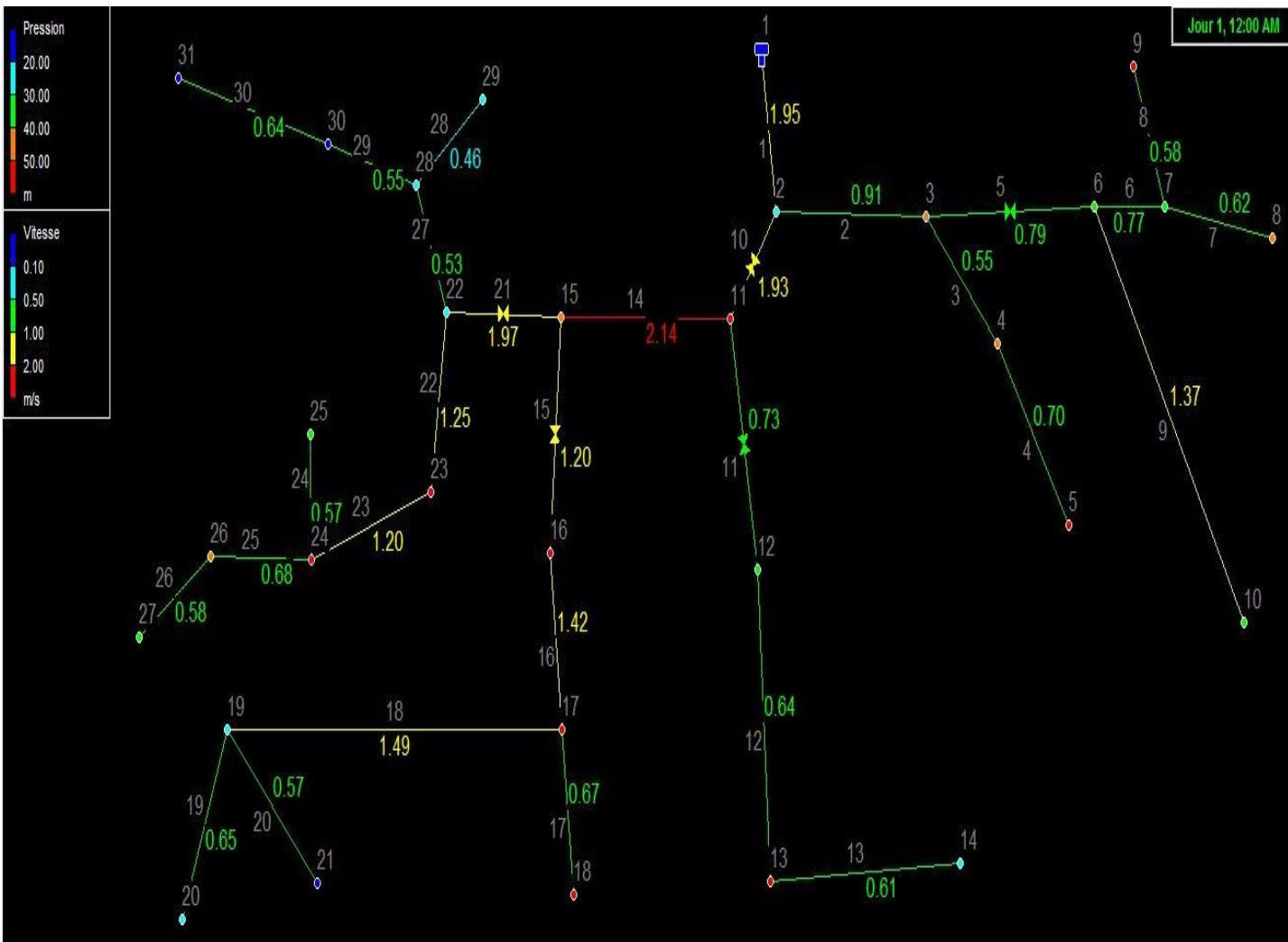


Figure (III-8): Etat des arcs du réseau après simulation avec réducteurs de pression, cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 22

III.8. Equipements du réseau de distribution [8]

Sur l'ensemble des canalisations formant le réseau, plusieurs organes sont installés afin de :

- Assurer la continuité de l'écoulement ;
- Régulariser et mesurer les vitesses ;
- Protéger les conduites.

Les appareils qu'on peut trouver sont:

a) . Les robinets-vannes

Ils permettent l'isolement de divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations, et sont placés toujours en des endroits accessibles.

b) . Les ventouses

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle baigne un flotteur de forme cylindrique ou sphérique ; son rôle est d'évacuer l'air contenu dans la conduite ; pour cela, elle est toujours placée en des endroits les plus hauts du réseau.

c) . Les clapets

Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau de circuler en sens contraire de l'écoulement prévu.

d) . Les décharges

Ce sont des robinets disposés aux points bas des conduites surtout si la vitesse d'écoulement est faible dans ces dernières. Le rôle des décharges est de vidanger les conduites à chaque fois que cela est nécessaire.

e) Les réducteurs de pression

C'est un appareil réduit la pression de l'eau qui le traverse , et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante. Installé à l'entrée du réseau d'eau .Il protège toute l'installation des problèmes dus à un excès de pression : bruits dans les canalisations, coups de bélier, éclaboussures, usures prématurées des appareils(Cavitation) , et des robinetteries

f) Bouches de lavage

Elles sont utilisées pour le lavage (nettoyage) des rues et caniveaux.

g) Bouches d'arrosage

Placées dans des jardins publics, elles permettent l'entretien des espaces verts.

h) . Les raccords

Ils permettent une prise des canalisations secondaires sur des canalisations principales.

i) . Les cônes

Ce sont des convergents ou des divergents qui permettent les raccords des conduites présentant des diamètres différents.

j) . Les Tés

On envisage des tés à deux ou trois emboîtement permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

k) . Les coudes

Ils sont utilisés en cas de changement de direction.

III.9. Conclusion

En conclusion, on peut dire que le réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude, à l'heure de pointe avec réducteurs de pression, fonctionne normalement. Les vitesses dans tous les tronçons du réseau sont acceptables et parfaitement dans la fourchette requise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les pressions dans tous les nœuds du réseau sont suffisantes; elles varient entre 18 et 60m (1.8 et 6 bar). Par conséquent, les dimensions (diamètres) des tronçons calculées sont bonnes et tous les habitants des localités de la région d'étude seront alimentés en eau potable avec acceptables et des pressions au sol suffisantes.

Les résultats obtenus montrent également qu'en cas de pointe plus incendie, les vitesses d'écoulement et les pressions au sol sont aussi acceptables. Par conséquent, l'extinction de l'incendie n'entrave pas le bon fonctionnement de notre réseau de distribution et les habitants seront alimentés en eau potable le plus normalement du monde.

Comme la réalisation de ce projet d'AEP nécessite une dépense d'investissement importante; l'entretien, l'exploitation et la bonne gestion du réseau en question restent les nécessités fondamentales pour qu'il soit fonctionnel et durable.

***CHAPITRE IV : ETUDE
DES RESERVOIRS***

IV.1 Introduction

La localité de Khenenefa de la commune d'Ain Bessem sera approvisionnée en eau potable à partir du barrage de Kodiet Asserdoune, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage. Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires du réservoir de telle façon à assurer un meilleur fonctionnement du réseau de distribution.

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique [4] :

- Régulariser le débit qui permet d'adapter la production à la consommation ;
- Assurer la sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution ;
- Simplification des problèmes d'exploitation ;
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- Disposer à l'aval immédiat d'une station de traitement, ils jouent un rôle de réacteur en assurant un temps de contact entre le désinfectant et l'eau.

IV.2 Caractéristiques du réservoir

Le réservoir doit présenter les caractéristiques suivantes :

- Etanchéité de la paroi intérieure pour éviter les fuites ;
- Résistance contre la pression de l'eau ;
- Résistance pendant une très longue durée contre le contact de l'eau.

IV.3 Choix du site d'emplacement

Le choix du site d'implantation du réservoir est dicté par des considérations de pression aux points d'alimentation ainsi que de la côte des points d'alimentation les plus bas et les plus hauts.

Il faut que l'emplacement choisi pour l'édification du réservoir coïncide avec l'un des rôles qu'il doit jouer, à savoir : assurer une pression suffisante au moment de pointe. Par conséquent, l'altitude de la cuve, et plus précisément son radier doit se situer au niveau

supérieur de la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau (825m pour notre cas, voir Chapitre V).

IV.4 Classification des réservoirs [5]

On distingue différents types de réservoirs, à savoir :

- **Les réservoirs au sol (enterré, semi enterré ou sur le sol) :** Alimentant gravitairement le réseau de distribution ;
- **Réservoir avec station de surpression associée :** L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression ;
- **Réservoirs surélevés :** La cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- **Réservoir sous-pression :** Où un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

On peut aussi les classer suivant la nature des matériaux :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé ;

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

IV.5 Choix du type de réservoir

Vu le relief très accidenté de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés (Figure IV.1), pour lesquels:

- L'étude architecturale simplifiée et moins sujette à critique ;
- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Economie sur les frais de construction.

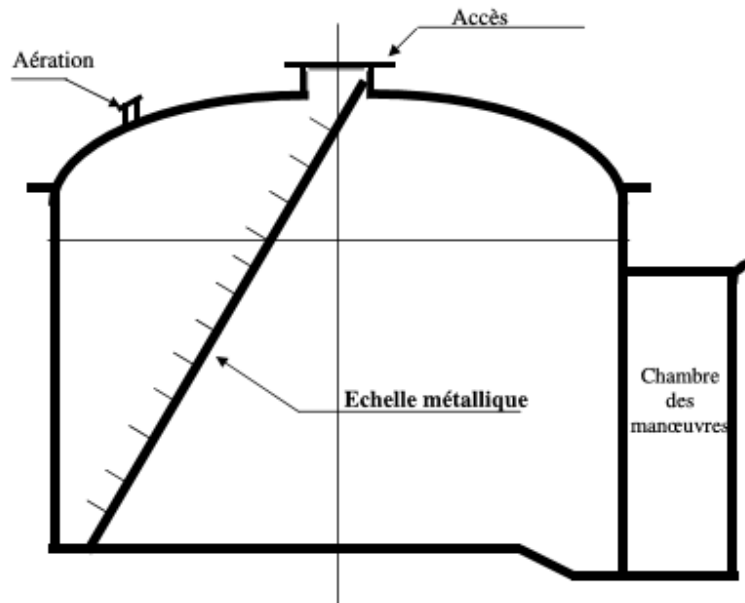


Figure (IV.1) : Schéma type du réservoir projeté

IV.6 Equipements des réservoirs [4]

Les réservoirs sont équipés des systèmes d'arrivé, de départ, de vidange et de trop plein, ainsi qu'un mécanisme de régulation de capteur du niveau d'eau dans la cuve commandant le fonctionnement des pompes qui l'alimentent en eau. Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur.

IV.6.1 Conduite d'adduction

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal :

- Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ;
- Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

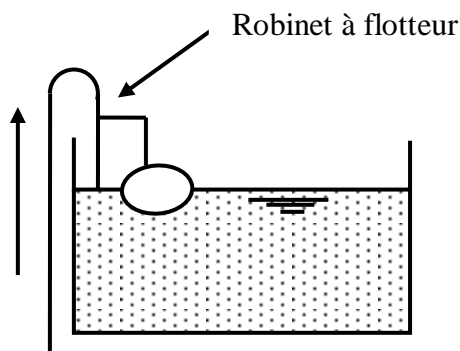


Figure (IV.2) : Adduction avec chute libre

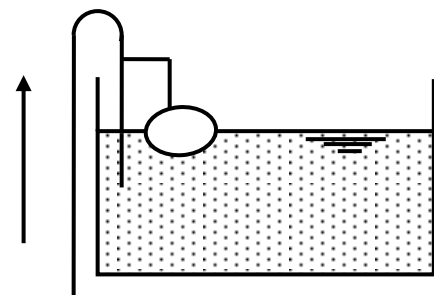


Figure (IV.3) : Adduction noyée

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau (Figure IV.2), ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée (Figure IV.3).

IV.6.2 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20m au-dessus du radier en vue d'éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve. Il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau comme le montre la figure IV.4.

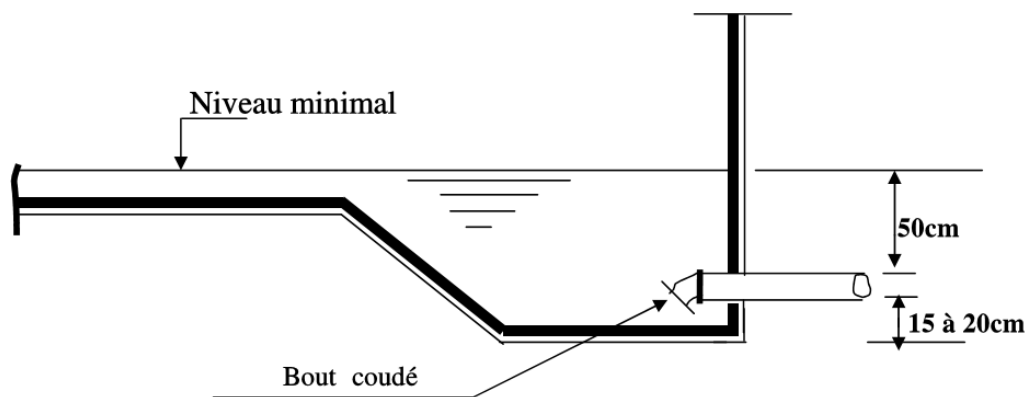


Figure (IV.4): Conduite de distribution

IV.6.3 Conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes ; la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourraient pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante (Figure IV.5).

IV.6.4 Vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne (Figure IV.5). On l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir.

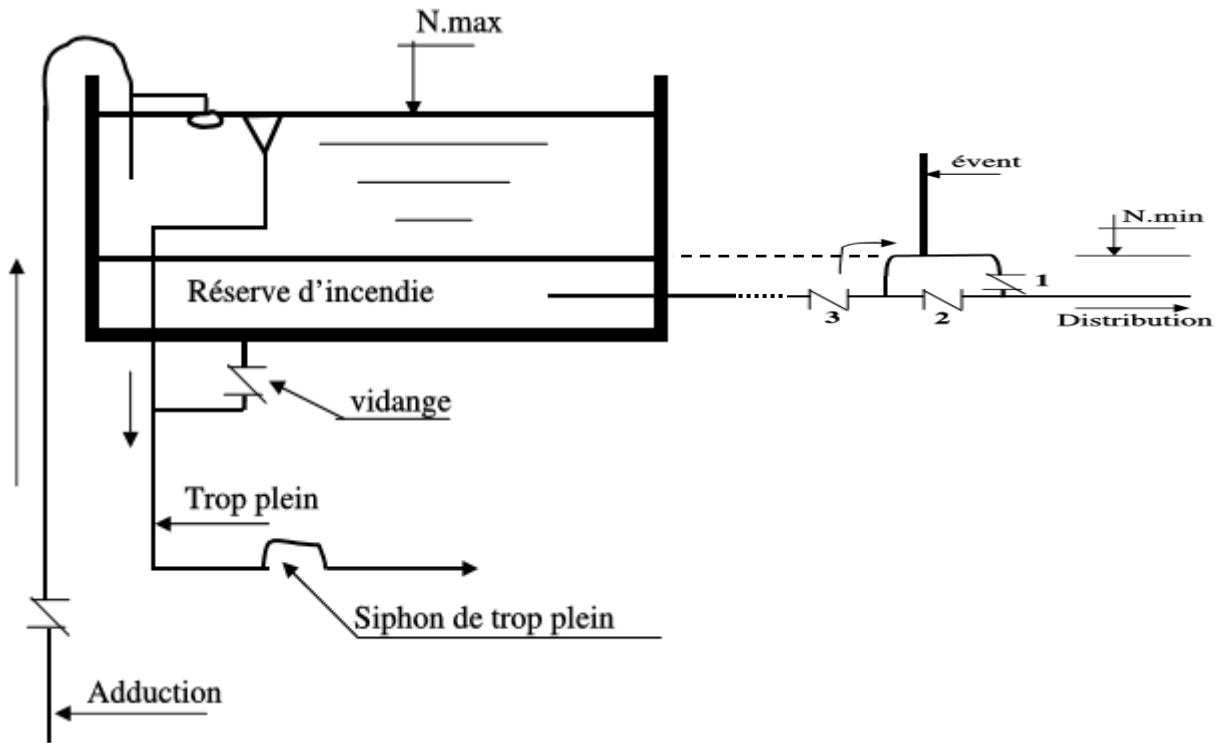


Figure (IV.5): Trop plein, vidange et quelques autres équipements

IV.6.5 By-pass

En cas d'indisponibilité (nettoyage) ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon le schéma de la figure (IV.6) : en temps normal 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée; en by-pass, on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

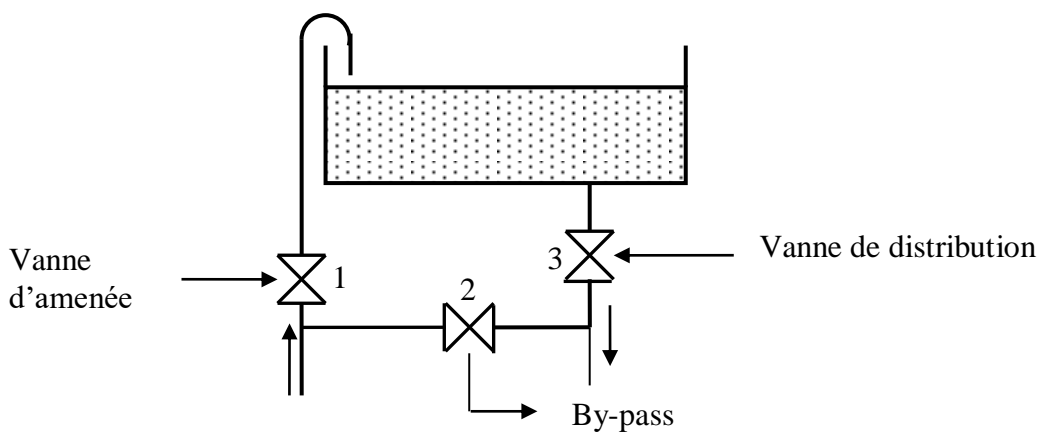


Figure (IV.6) : By-pass entre adduction et distribution

IV.6.6 Ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

IV.6.7 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions :

➤ **Système à deux prises** (Figure IV.7)

- En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouvert
- En cas d'incendie, 1 est ouvert.

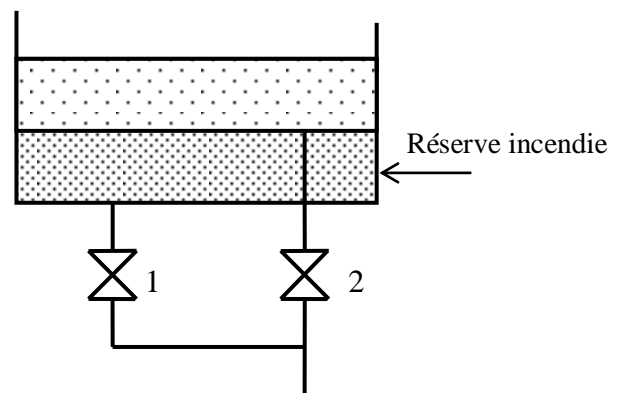


Figure (IV.7) : Système à deux prises

➤ **Système à siphon** (Figure IV.8), voir sa disposition en figure IV.5.

- En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée
- En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

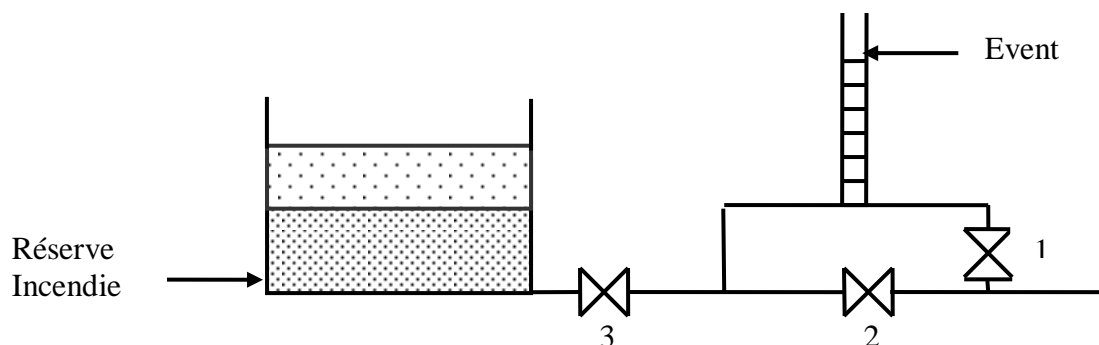


Figure (IV.8) : Système à siphon

IV.6.8 Schéma général du réservoir projeté

La figure (IV.9) montre un schéma général du réservoir qui va alimenter gravitairement la localité de Khenenefa en eau potable.

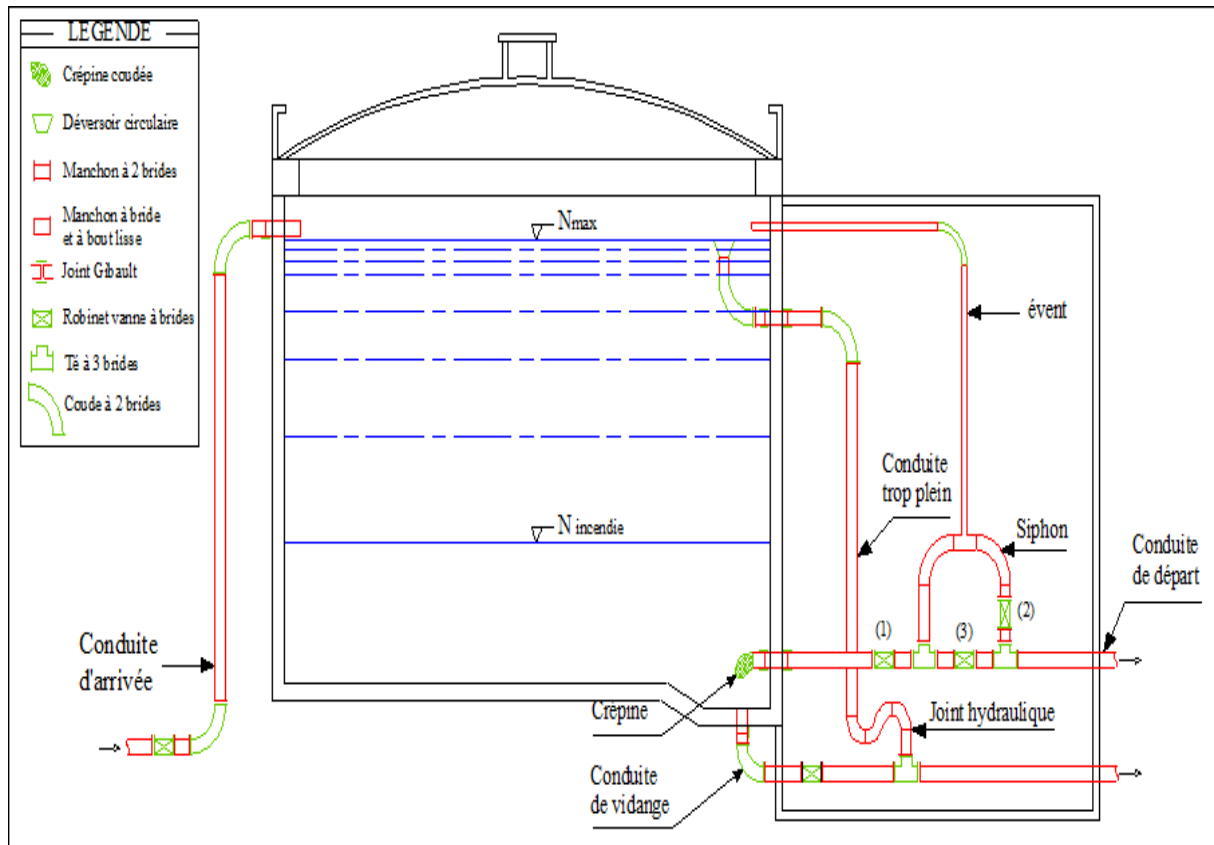


Figure (IV.9) : Schéma général du réservoir projeté

IV.7 Calcul de la capacité des réservoirs [4]

IV.7.1 Principe du calcul de la capacité d'un réservoir

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

IV.7.1.1 Méthode analytique

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

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max, j}}{100} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

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

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

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

❖ Détermination de la valeur de P

Connaissant les valeurs de α et β , on déduit celle du coefficient de variation horaire

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots\dots\dots(\text{IV.2})$$

Ensuite, on répartit le débit de pompage qui se fait sur 24 heures tout au long de la journée

La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus, soit un déficit.

On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée

$P_{\max}\%$ sera le pourcentage du volume de stockage.

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

Avec : V_T : Capacité totale du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

❖ Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée.

La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

Si la différence de débit entrant et sortant du réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV.7.1.2 Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts des deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V| + |V_-| \quad (\%) \dots\dots\dots(IV.4)$$

Le volume de régulation V_r est calculé ensuite selon la formule :

$$V_r = \frac{R_{\max}}{100} Q_{\max j} \quad \dots\dots\dots(IV.5)$$

Avec : V_r : Volume de régulation (m^3/s);

R_{\max} : Résidu maximal dans le réservoir (m^3) ;

$Q_{\max j}$: Débit maximal journalier (m^3/j).

Donc le volume total est :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad \dots\dots\dots(IV.6)$$

Avec : V_T : Volume total du réservoir :

V_{inc} : Volume d'incendie ($120m^3$) ;

Pour notre projet, nous allons utiliser la méthode graphique pour la détermination de la capacité du réservoir qui alimente notre agglomération.

IV.7.2 Dimensionnement du réservoir R600 (méthode graphique)

Le tableau (IV.1) résume les différentes étapes de calculs de la capacité du réservoir, expliquées plus haut.

Tableau (IV.1) : Dimensionnement du réservoir R600

Heure	Consommation (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Surplus-Déficit (%)	Surplus-Déficit (m^3/h)
0-1	0.75	4.17	3.42	0	3.42	68.99
1-2	0.75	4.17	3.42	0	6.84	137.99
2-3	1	4.17	3.17	0	10.01	201.94
3-4	1	4.17	3.17	0	13.18	265.89
4-5	3	4.17	1.17	0	14.35	289.50
5-6	5.5	4.17	0	1.33	13.02	262.66
6-7	5.5	4.17	0	1.33	11.69	235.83
7-8	5.5	4.17	0	1.33	10.36	209
8-9	3.5	4.17	0.67	0	11.03	222.52
9-10	3.5	4.17	0.67	0	11.7	236.03
10-11	6	4.17	0	1.83	9.87	199.11

11-12	8.5	4.17	0	4.33	5.54	111.76
12-13	8.5	4.17	0	4.33	1.21	24.41
13-14	6	4.17	0	1.83	-0.62	-12.50
14-15	5	4.17	0	0.83	-1.45	-29.25
15-16	5	4.17	0	0.83	-2.28	-45.99
16-17	3.5	4.17	0.67	0	-1.61	-32.48
17-18	3.5	4.17	0.67	0	-0.94	-18.96
18-19	6	4.17	0	1.83	-2.77	-55.88
19-20	6	4.17	0	1.83	-4.6	-92.80
20-21	6	4.17	0	1.83	-6.43	-129.72
21-22	3	4.17	1.17	0	-5.26	-106.11
22-23	2	4.17	2.17	0	-3.17	-62.33
23-24	1	4.17	3.17	0	0.00	00
Total	100	100				

Les résultats calculés dans le Tableau (IV.1) sont représentés dans la figure (IV.10) ci-après :

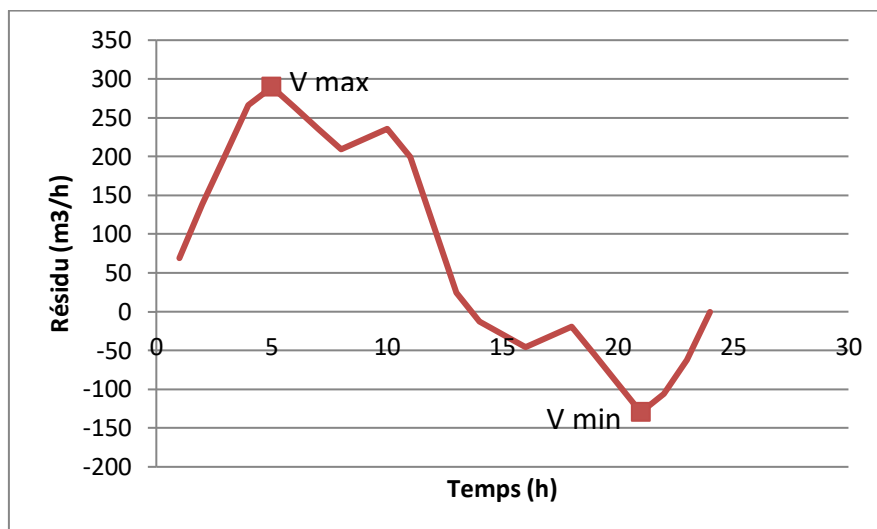


Figure (IV.10) : Détermination graphique de la capacité du réservoir

Le volume du réservoir est par conséquent:

$$V = \frac{|\%MAX| + |\%MIN|}{100} Q_{max,j} = \frac{14.35 + 6.43}{100} 2017.422 = 419.22 \text{ m}^3$$

Donc : $V_T = 120 + 419.22 = 539.22 \text{ m}^3$

Donc le volume du réservoir est normalisé à : $V_T = 600 \text{ m}^3$.

IV.8 .Caractéristiques du réservoir

IV.8.1 Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir est donné par la formule :

$$D = \left(\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(IV.7)$$

Avec :

D : Diamètre du réservoir (m) ;

V : Volume de réservoir (m³) ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir. Elle est comprise entre 4 et 6m. En moyenne : H = 4.

AN :

$$D = \left(\frac{4 * 600}{\pi * 4} \right)^{1/2} = \mathbf{13.82 \text{ m}}$$

IV.8.2 Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir

Elle est donnée par la formule :

$$H_{inc} = \frac{4 \cdot V_{inc}}{\pi \cdot D^2} \dots\dots\dots(IV.8)$$

Avec :

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie prise à 120m³.

AN :

$$H_{inc} = \frac{4 \cdot 120}{\pi * 13.82^2} = \mathbf{0.8m}$$

IV.9 Conclusion

En conclusion, on peut dire que la capacité de stockage du réservoir circulaire semi-enterré projeté, qui devrait alimenter gravitairement et en toute sécurité la localité de Khenenefa en eau potable, durant les trente prochaines années, est de l'ordre de 600m³. Sa hauteur H=4m et son diamètre D=14m. En outre, pour la bonne réalisation de cet ouvrage, il doit répondre à certaines exigences techniques à savoir l'étanchéité de la paroi intérieure pour éviter les fuites, la résistance contre la pression de l'eau, le matériau ou béton doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec de l'eau et l'isolation thermique par une couche de gravillon sur le couvercle et un rang de briques, qui retient une couche d'air, sur les parois latérales.

Il y a lieu de souligner également qu'avant la construction du réservoir, il faut toujours considérer les conditions locales à savoir la géologie et les séismes.

***CHAPITRE V : ETUDE DE
L'ADDUCTION D'EAU***

V.1 Introduction

L'adduction est l'amenée de l'eau du point de captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution. On distingue deux types d'adduction ; cela dépend du relief de la région à alimenter, à savoir :

V.1.1 Adduction par refoulement

Dans ce mode d'adduction, la source se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accueil et l'écoulement se fait par pompage.

V.1.2 Adduction gravitaire

Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte.

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet.

V.1.3 Adduction mixte

C'est la combinaison entre les deux types précédents.

V.2 Quelques notions simples sur l'adduction

V.2.1 Choix du tracé [9]

Le choix du tracé s'effectue en respectant le mieux possible les conditions suivantes:

- Choix d'un profil en long aussi régulier que possible afin de réduire les frais d'amortissement ;
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport du matériel ;
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Ces phénomènes dangereux se produisent dans le cas du refoulement, lors de l'arrêt brusque des pompes (phénomène du coup de bélier).

V.2.2 Profil d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en 'X' les distances, en 'Y' les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

V.2.3 La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

V.2.4. L'air dans la tuyauterie [9]

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure (V.1) ci-dessous; profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure, de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité de:

- Eviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression ;
- Localiser les points hauts ;
- Y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne de purge ;
- Accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse.

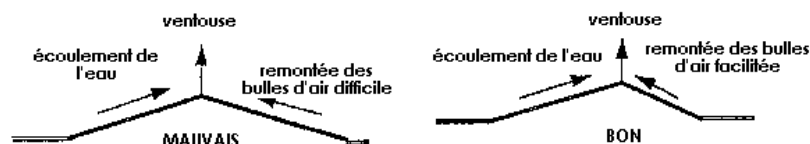


Figure (V.1) : L'emplacement préférable des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement ;
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative ;
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

V.2.5 Dépôts dans l'adduction [9]

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- Prévoir un décanteur - dessableur en tête de l'ouvrage ;
- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0.7 m/s ;
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

V.2.6 Choix des types des conduites [9]

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels:

- Le diamètre ;
- La pression supportée ;
- Les conditions d'installation ;
- Le type de sol ;
- Le revêtement ;
- La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique). Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de:
 - ✓ La disponibilité ;
 - ✓ la durée de vie ;
 - ✓ Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite:

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile) ;
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint) ;
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans notre projet, nous avons opté (pour la conduite d'adduction de refoulement R2000-R600 et la conduite d'adduction gravitaire R2000-SP2) pour des conduites en polyéthylène à haute densité (PEHD), en raison des avantages qu'elles présentent :

- Durée de vie importante ;
- Facilité de pose ;
- Disponibilité sur le marché national ;
- Faible conductivité thermique ;
- Coefficient de rugosité très faible ;
- Résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars) ;
- Résistance aux attaques chimiques (corrosion interne, externe et microbiologique).

V.2.7 Organes et accessoires de l'adduction [6]

V.2.7.1 Organes de sectionnement

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

- **Robinet vanne** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Figure (V.2).
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon .Figure (V.3).

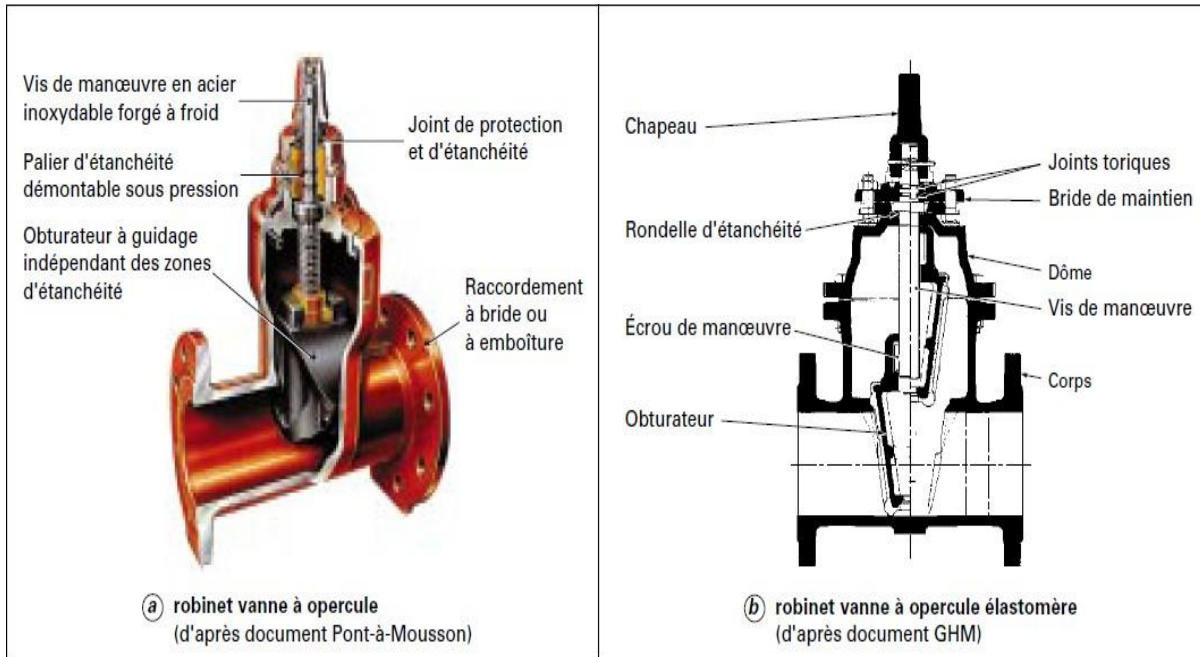


Figure (V.2): Robinet vanne à opercule

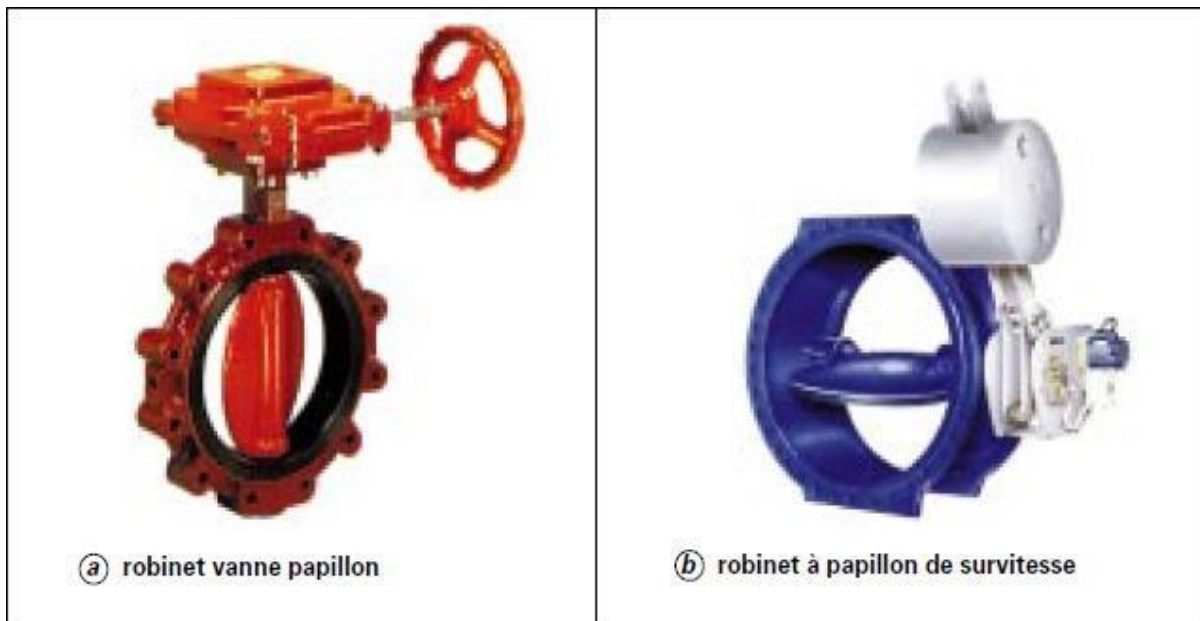


Figure (V.3): Robinet vanne papillon

V.2.7.2 Organes de protection

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

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations .Figure (V.4).

- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé .Figure (V.5).
- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

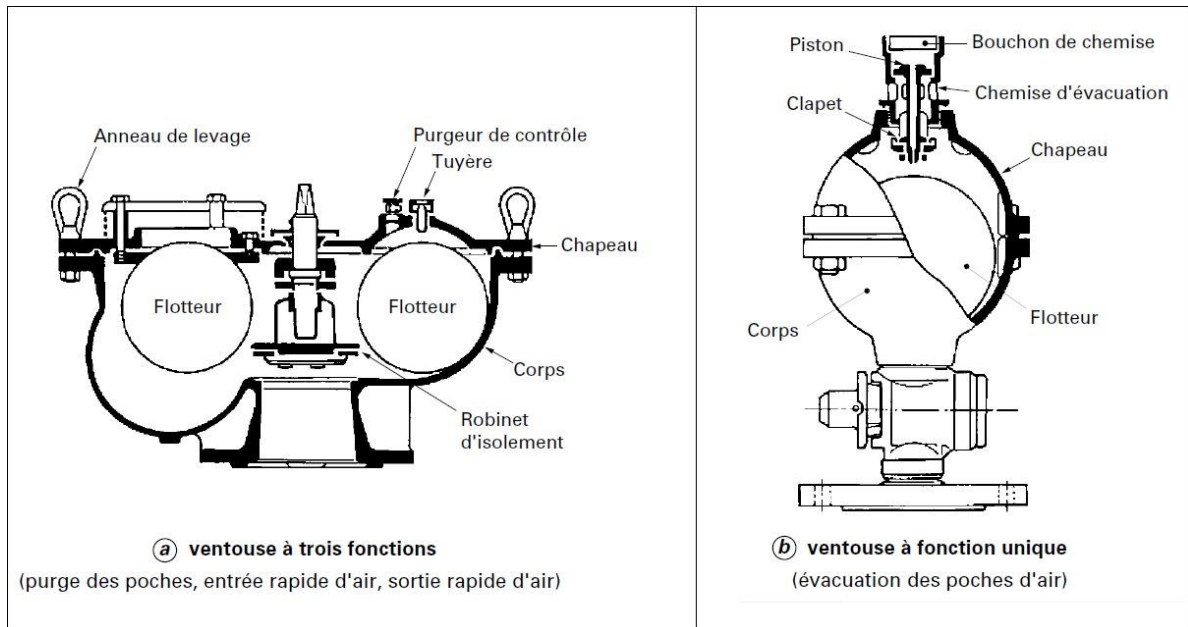


Figure (V.4): ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)

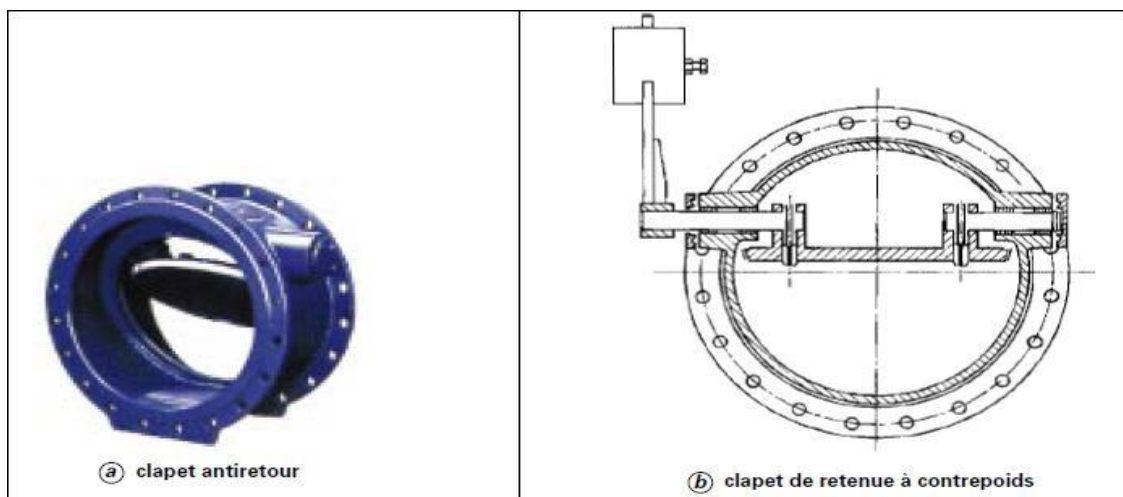


Figure (V.5): clapet anti retour

V.2.7.3 Organes de régulation

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

A. Vanne de régulation du débit : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.

B. Vanne de régulation de la pression amont : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

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

V.2.7.4 Organes de branchement

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

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

V.2.8 Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudié les besoins : quantité d'eau à fournir, type d'agglomération... etc. Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

V.2.9 Choix du site de stockage

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux contraintes suivantes :

- Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0.2 l/s) ;
- Etre plus près des usagers.

V.3 Etude technico-économique de l'adduction [5]

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses

de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à

relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

V.3.1 Calcul du diamètre économique

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS, ces formules sont données comme suit :

La formule de **Jacques BONNIN** : $D = \sqrt{Q}$ (V.1)

La formule de **Charles BRESS** : $D = 1.5\sqrt{Q}$ (V.2)

Avec : D : Diamètre de la conduite en mètre ;

Q : Débit véhiculé en m³/s.

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

V.3.2 Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec : V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;

Q : débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;

D : diamètre de la conduite en (m).

V.3.3.Calcul des pertes de charge

V.3.3.1 Pertes de charge linéaire (H_L)

Elles sont déterminées par la formule de DARCY –WEISBBACH :

$$H_L = j * L = \lambda L \frac{V^2}{D 2 g} \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec : j : Perte de charge linéaire en m/ml ;

D : Diamètre de la conduite en m ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement en m/s ;

L : Longueur de la conduite en m.

λ : Coefficient de frottement de DARCY. Il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité de la canalisation. Il est donné par la formule de COLBROOK suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left[\frac{K}{3.7 * D} + \frac{2.51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right] \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec : K : Rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau (m) ;

R_e : Nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec : ν : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKS suivante :

$$\nu = 0.0178 / (1 + 0.0337 t + 0.000221 t^2) \dots\dots\dots(V.7)$$

On a, pour $t = 20^\circ\text{C}$, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Dans la pratique de, il est évident de tenir compte de l'influence de l'Age de la conduite sur les pertes de charges dépendant de deux groupes de caractères :

- **Paramètre hydraulique** : vitesse, diamètre, pression.
- **Paramètre physico-chimique de l'eau** : acidité, PH, dureté.

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\text{Soit : } K = K_0 + \alpha T \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec : k_0 : Rugosité absolue des tuyaux à l'état neuf, égale à 0.01 mm ;

α : Coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,003 \text{ mm/an}$) ;

T : Durée d'utilisation de la conduite ($t = 30 \text{ ans}$).

Alors, $K = 0.01 + 0.003 * 30 = 0.1 \text{ mm}$.

V.3.3.2 Pertes de charge singulière (H_s)

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre étude).

Elles sont données par la formule suivante :

$$H_s = 0.15 \times H_L \dots\dots\dots(V.9)$$

V.3.3.3 Pertes de charge totale (H_T)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$H_T = H_L + H_s = 1.15H_L \dots\dots\dots(V.10)$$

$$\Rightarrow H_T = 1.15 \times J \times L = J \times L_{equ}$$

Avec : L : Longueur de la conduite en (m) ;

L_{equ} : Longueur équivalente en (m).

V.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) [5]

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec : H_g : Hauteur géométrique en (m) ;

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement en (m).

V.4.1 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots(V.12)$$

Avec : η : Rendement de la pompe en (%) ($\eta = 82\%$) ;

Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s) ;

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$).

V.4.2 Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est calculée par l'expression suivante :

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots(V.13)$$

Avec : E : Energie consommée en une année en (Kwh) ;

t: Temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 24h$;

P: Puissance absorbée par la pompe en (kW).

V.4.3 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec : F_{ex} : Frais d'exploitation en (DA) ;

E: Energie consommée par la pompe en (Kwh) ;

e: Prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.(e=4,67 Da/kwh).

V.4.4 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \dots\dots\dots(V.15)$$

Avec : F_{am} : Frais d'amortissement en (DA) ;

P_{rc} : Prix de revient de la conduite en (DA/ml) ;

A: Anuité. Elle est donnée par la formule suivante:

$$A = \left[\frac{i}{(i+1)^n - 1} \right] + i \dots\dots\dots(V.16)$$

Avec : i: Taux d'annuité annuel, i = 8 % ;

n: Nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0889 = 8.89 \% A=8.89 \%$$

V.4.5 Bilan économique

Le bilan sera:

$$B_L = F_{exp} + F_{amor} \dots\dots\dots(V.17)$$

Avec: F_{exp} : Frais d'exploitation en (DA);

F_{amor} : Frais d'amortissement en (DA);

B_L :Bilan en (DA).

V.5 Calcul de l'adduction

Le pompage de l'eau potable vers le réservoir 600m³ s'effectue à partir du réservoir existant 2000m³. Ce dernier reçoit de l'eau par refoulement à partir de la station de reprise n°01 et alimente gravitairement une autre station de reprise n°02 comme le montre la figure (V.6).

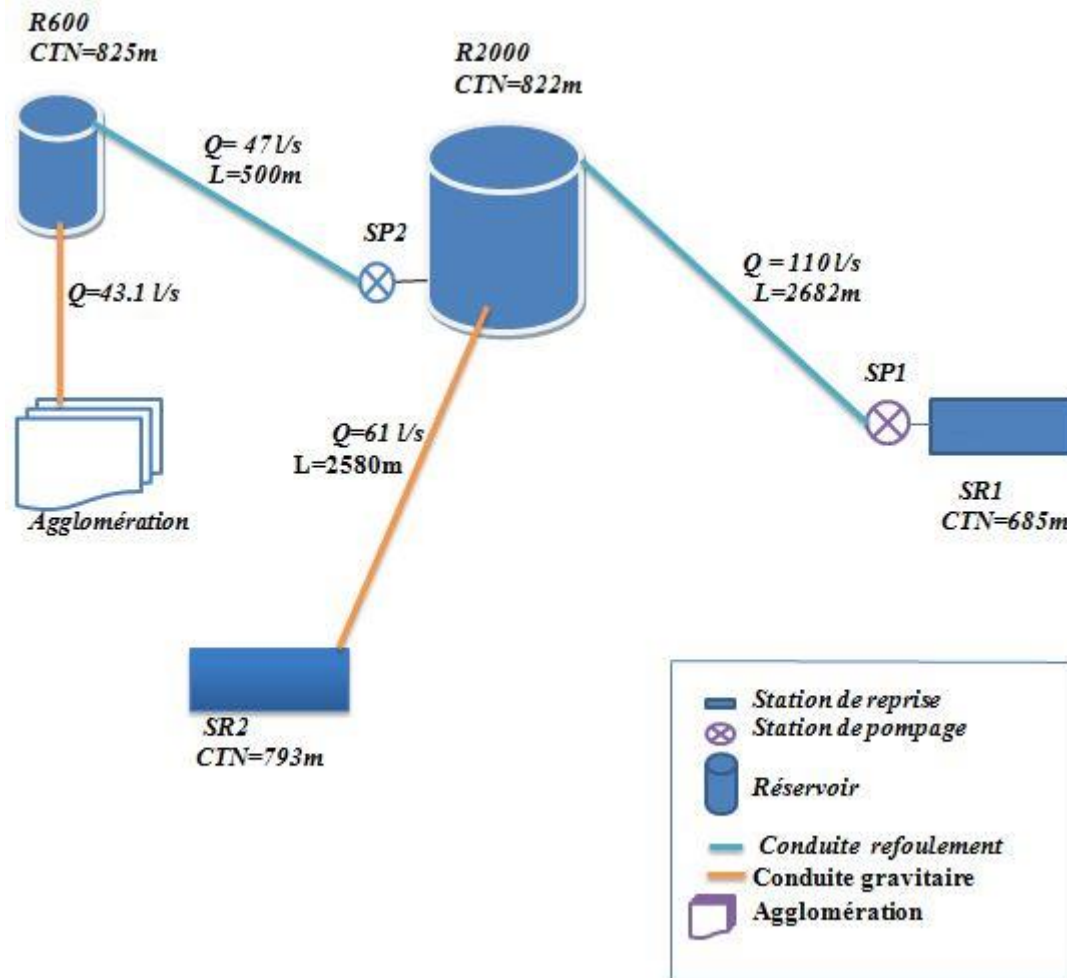


Figure (V.6): Schéma illustratif de l'adduction

V.5.1 Conduite de refoulement entre la station de reprise n°1 et le réservoir 2000m³

V.5.1.1 Données de base

- $Q = 110 \text{ l/s}$;
- Longueur $L = 2620 \text{ m}$;
- Cote station de reprise (m) ; n°01 CSR1 = 685 m ;
- Cote du réservoir CR = 822 m ;
- Hauteur géométrique $H_g = CR - CSR1 = 137 \text{ m}$;

D'après la formule de BONNIN, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt[3]{Q} = 0.360 \text{ m}$$

D'autre part, la formule de BRESSE nous donne un diamètre optimal de :

$$D = 1.5\sqrt{Q} = 0.540 \text{ m}$$

Donc, les diamètres fonte ductile normalisés choisies sont: 400, 450, 500, 550

V.5.1.2 Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique pour différents diamètres est donné dans le tableau (V.1). La viscosité cinématique de l'eau $\nu = 1.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C.

Tableau (V.1) : Détermination de la HMT du tronçon SR1-R2000

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H _L (m)	H _S (m)	H _T (m)	HMT (m)
350	1.14	399000	0.08	0.0151	39.66	5.94	45.6	182.6
400	0.87	348000	0.077	0.0074	19.45	2.91	22.36	159.36
450	0.69	310500	0.075	0.0040	10.59	1.58	12.17	149.17
500	0.56	280000	0.073	0.0023	6.11	0.91	7.02	144.02

V.5.1.3 Etude économique

a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (V.2):

Tableau (V.2): Frais d'exploitation

D (mm)	P (Kw)	E = P (Kw) *24*365 (Kwh)	F _{exp} = E*e (DA)
350	240.29	2104940.4	9830071.66
400	209.71	1837059.6	8579068.33
450	196.30	1719588	8030475.96
500	189.52	1660195.2	7753111.58

b) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement (**Voir Annexe 3**) est donné dans le tableau (V.3):

Tableau (V.3): Frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix total (DA)	F _{amor} = A×P _U ×L (DA)
350	8750	2620	22925000	2038032.5
400	11000	2620	28820000	2562098
450	15300	2620	40086000	3563645.4
500	19600	2620	51352000	4565192.8

c) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donné dans le tableau (V.4) et montré dans la figure (V.7) :

Tableau (V.4) : Bilan global des frais du tronçonSR1-R2000

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total = Fa + Fe (DA)
350	2038032.5	9830071.66	11868104.16
400	2562098	8579068.33	11141166.33
450	3563645.4	8030475.96	11594121.36
500	4565192.8	7753111.58	12318304.38

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre économique $D= 400$ mm avec une vitesse $V= 0.87$ m/s et une $HMT= 159.36$ m.

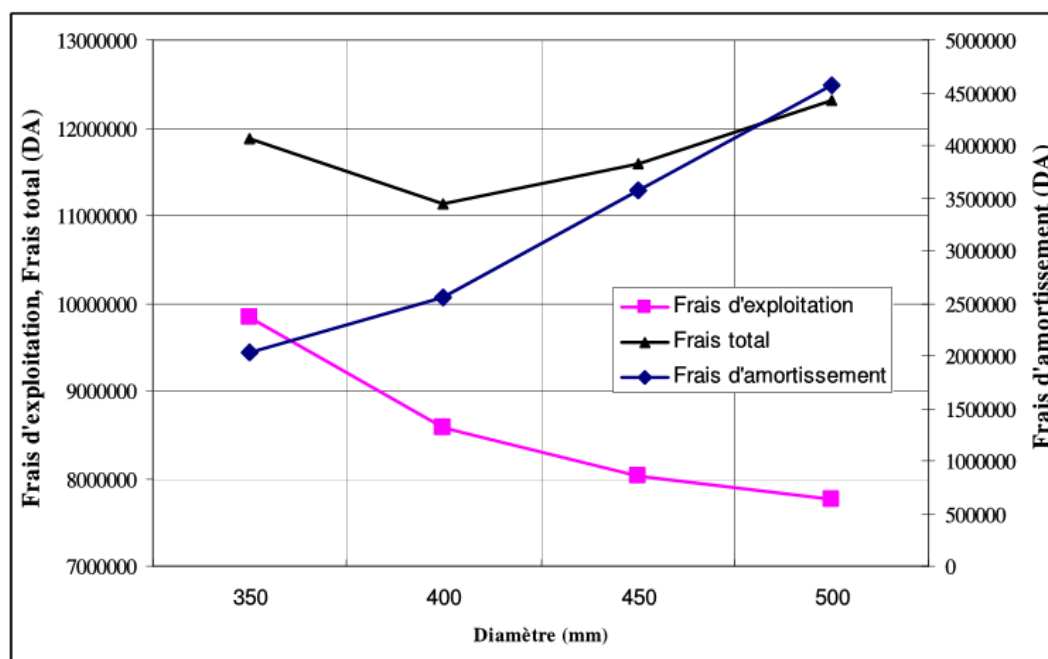


Figure (V.7): Variation des frais totaux (d'amortissement et d'exploitation) en fonction du diamètre (tronçons par refoulement SR1-R2000)

V.5.2 Conduite de refoulement entre le réservoir 2000m³ et réservoir 600 m³

- Débit: 46 l/s ;
- Longueur de la conduite : 500 m ;
- Cote du réservoir 2000 CR 2000 = 822 m ;
- Cote du réservoir 600 CR 600 = 825 m ;
- Hauteur géométrique $H_g = CR_{600} - CR_{2000} = 3$ m.

D'après la formule de BONNIN, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = 0.216 \text{ m}$$

D'autre part, la formule de BRESSE nous donne un diamètre optimal de :

$$D = 1.5\sqrt{Q} = 0.325 \text{ m}$$

Les diamètres PEHD normalisés choisis sont ; 250, 315, 400.

V.5.2.1 Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique pour différents diamètres est donné dans le tableau (V.5).

Tableau (V.5) : Détermination des pertes de charge du tronçon R2000-R600

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H _L (m)	H _S (m)	H _T (m)	HMT (m)
250	0.95	237500	0.087	0.016	8	1.2	9.2	12.2
315	0.59	185000	0.082	0.00454	2.265	0.339	2.60	5.6
400	0.37	146000	0.077	0.00134	0.671	0.1	0.771	3.77

V.5.2.3 Etude économique

d) Frais d'exploitation

Les frais exploitation sont représentés dans le tableau (V.6):

Tableau (V.6): Frais d'exploitation

D (mm)	P (Kw)	E = P (Kw) *24*365 (Kwh)	F _{exp} = E*e (DA)
250	6.71	58813.48	274658.95
315	3.08	26996.35	126072.97
400	2.07	18179.15	84896.64

a) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement (**Voir Annexe 3**) est donné dans le tableau (V.7):

Tableau (V.7): Frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix total (DA)	F _{amor} = A×P _{total} (DA)
250	3186.64	500	1593320	141646.14
315	4774.29	500	2387145	212217.19
400	7884.43	500	3942215	350462.91

b) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (V.8) et montré dans la figure (V.8):

Tableau (V.8) : Bilan global des frais du tronçon R2000-R600

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total = Fa + Fe (DA)
250	141646.14	274658.95	416305.09
315	212217.19	126072.97	338290.16
400	350462.91	84896.64	435359.55

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre $D= 315$ mm avec une vitesse $V= 0.59$ m/s et une HMT= 5.60 m.

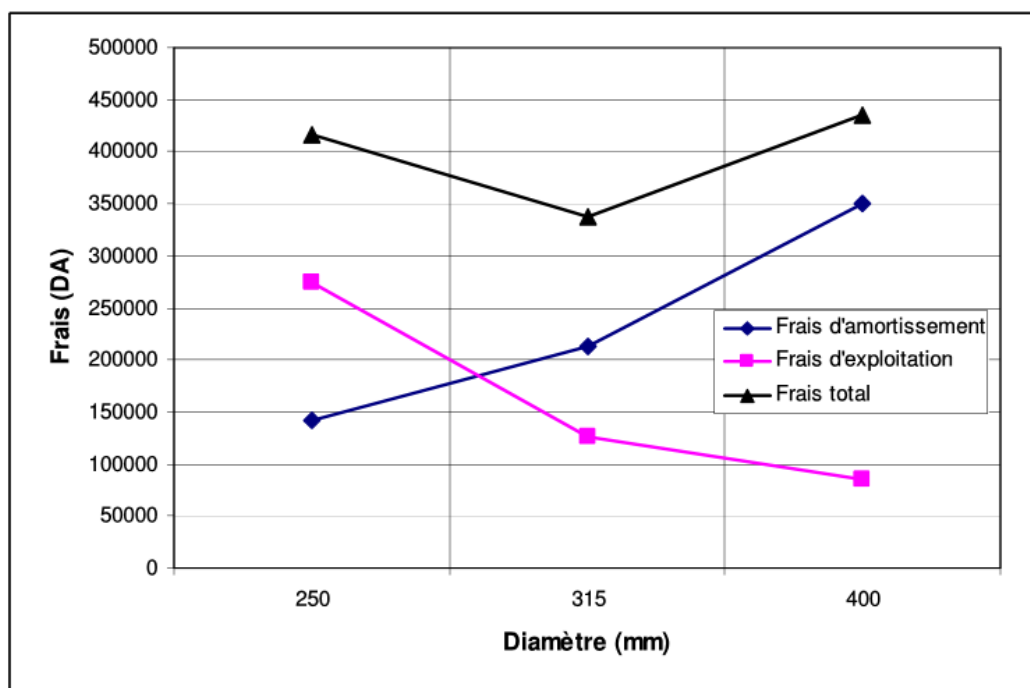


Figure (V.8): Variation des frais totaux (d'amortissement et d'exploitation) en fonction du diamètre (tronçon par refoulement R2000-R600)

V.5.3 Conduite d'adduction gravitaire entre le réservoir 2000 m³ et station reprise n°02

V.5.3.1. Données de base

- Débit: 61 l/s ;
- Hauteur géométrique (Hg) : CR - CTP = 822 - 793 = 29 m ;
- Longueur de la conduite : 2580 m.

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4*Q}{V_{\max} * \pi}} = 0.227$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4*Q}{V_{\min} * \pi}} = 0.394$$

Donc, les diamètres PEHD normalisés choisies sont ; 250, 315, 400.

V.5.3.2. Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique pour différents diamètres est donné dans le tableau (V.9).

Tableau (V.9) : Détermination des pertes de charge du tronçon R2000- SR2

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H _L (m)	H _S (m)	H _T (m)	HMT (m)
250	1.24	310828.02	0.087	0.0274	70.69	10.60	81.29	110.29
315	0.78	246688.9	0.082	0.008	20.82	3.15	23.94	52.94
400	0.48	194267.51	0.077	0.0022	5.89	0.88	6.77	35.77

Pour que l'eau arrive à la station de pompage, il faut que $H_T \leq H_g$
Avec : H_t : Pertes de charge totales dans la conduite ;

H_g : hauteur géométrique.

Pour cela, on opte pour un diamètre de 315 mm, puisque H_t= 23.94 m est inférieure à la hauteur géométrique, H_g= 29 m avec une vitesse acceptable de 0.78 m/s.

V.6 Conclusion

En conclusion, on peut dire que ce chapitre a fait l'objet d'une étude technico-économique pour deux (02) tronçons par refoulement SR1-R2000 et R2000-R600 dont les longueurs sont 2620m et 500m et les débits sont 110 l/s et 46 l/s, respectivement et un (01) tronçon gravitaire R2000-SR2 dont la longueur est de 2580m et le débit 61 l/s. Pour les adductions par refoulement on a opté pour deux matériaux de conduites qui sont la fonte ductile (pour le tronçon SR1-R2000) et le PEHD (pour le tronçon R2000-R600). En ce qui concerne l'adduction gravitaire (R2000-SR2), on a choisi le PEHD. Les diamètres économique des adductions par refoulement (SR1-R2000, R2000-R600) et gravitaire (R2000-SR2) sont 400, 315 et 315 respectivement.

Les résultats de calcul de l'adduction sont résumés dans le tableau (V.10)

Tableau (V.10): Tableau récapitulatif des résultats de l'étude technico-économique pour des différents tronçons.

Adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	type de conduite	Diamètre (mm)	HMT (m)
Refoulement	SR1-R2000	0.11	2620	FONTE	400	159.36
	R2000-R600	0.046	500	PEHD	315	5.6
Gravitaire	R2000-SR2	0.061	2580	PEHD	315	52.94

***CHAPITRE IV : ETUDE DE
POMPAGE ET CHOIX DES
POMPES***

VI.1 Introduction

La pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler à une région à plus grande pression. Du point de vue physique, le fonctionnement d'une pompe consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance.

La réserve d'énergie reçue par le liquide à l'intérieur de la pompe permet au courant de surmonter les pertes de charge et de s'élever jusqu'à une certaine hauteur. La source d'énergie utilisée pour l'alimentation des pompes est l'électricité. On disposera au niveau de chaque station une pompe de secours identique à celle qui assure le service. Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

VI.1.1 Eléments constitutifs d'une station de pompage

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

- ❖ Une bache de reprise de forme rectangulaire ; celle-ci est devisée en deux compartiments, afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations. Dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre des vannes. Le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment.
- ❖ Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bache de reprise.
- ❖ Une clôture permettra de délimiter le périmètre des installations.

VI.2 Classification des pompes [5]

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

VI.2.1 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 du refoulement. Elles sont constituées de pompes alternatives (à piston, à diaphragme, ...) et de pompes rotatives (à vis, à engrenage, à palettes, hélicoïdales, péristaltiques ...).

VI.2.2 Les turbopompes

Une turbopompe est munie d'une roue équipée d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, et fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Il est important de souligner que ces pompes sont les plus universellement utilisées. De ces dernières, on distingue suivant le type de roue et son mode d'action trois catégories, à savoir :

- **Pompes centrifuges** : < hauteur d'élevation très importante ;
- **Pompes à hélices** : Débit important et hauteur d'élevation faible ;
- **Pompes hélico-centrifuges** : Débit moyen, hauteur d'élevation allant jusqu'à 25-30 m.

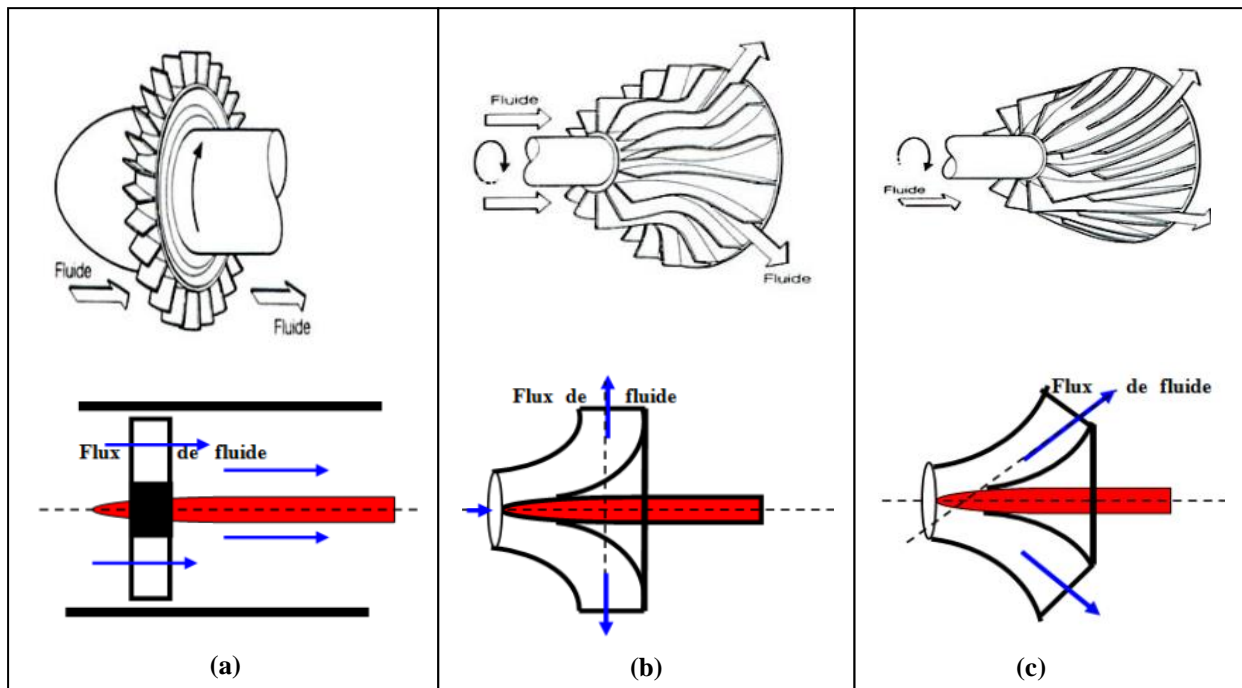


Figure (VI.1) : Classification des turbopompes (a) Pompe axiale, (b) pompe centrifuge, (c) pompe hélico-centrifuge

Les pompes centrifuges sont classées selon les critères suivants :

- Le nombre de cellules (monocellulaire, multicellulaires) ;

- La disposition de l'axe de rotation (horizontal, vertical, incliné) ;
- L'importance de la pression produite ;
- La nature du fluide ;
- Le domaine d'utilisation ;

On peut classer également les pompes centrifuges comme suit :

- ❖ **Suivant la forme de la roue** : on distingue :
 - ✓ Pompes centrifuges radiales
 - ✓ Pompes centrifuges semi axial
- ❖ **Suivant la forme de corps de la pompe** : on distingue :
 - ✓ Pompe à volute ou colimaçon
 - ✓ A diffuseur circulaire ou type burine
- ❖ **Suivant le nombre de roue** : on distingue :
 - ✓ Monocellulaire
 - ✓ Multicellulaire
- ❖ **Suivant la position de son axe** : on distingue :
 - ✓ Pompe à axe horizontal
 - ✓ Pompe à axe vertical

VI.3 Caractéristiques d'une pompe centrifuge [4]

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

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

VI.4 Choix des pompes

Le choix des pompes à installer se portera sur les critères suivants :

- Le débit à refouler ;
- La hauteur d'élévation d'eau (HMT) ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau ;

- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

Pour la station de pompage sur forage, on adaptera un groupe électropompe immergé vu les avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Fiabilité ;
- Amorçage automatique ;
- Rendement élevé ;
- Entretien presque nul.

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

VI.5 Courbes caractéristiques d'une pompe [4]

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

VI.5.1 Courbe Hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

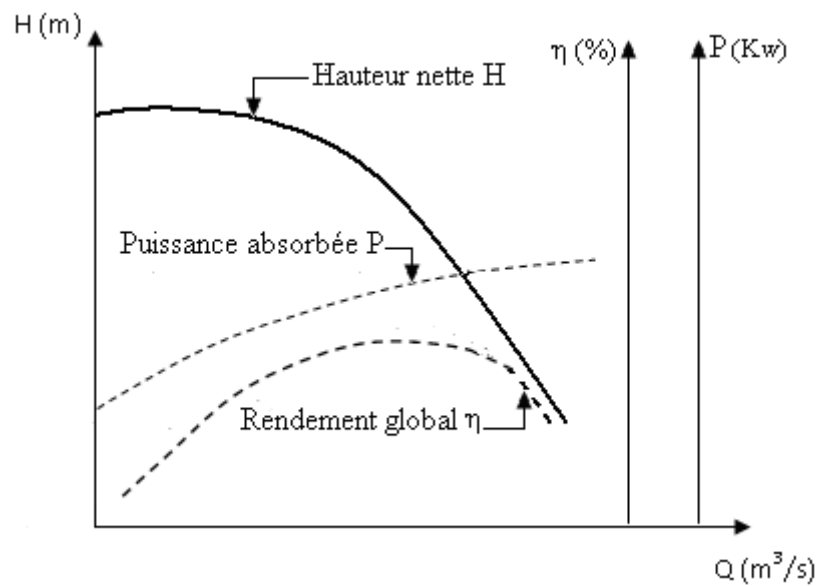
Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

VI.5.2 Courbe rendement - débit « $\eta = f(Q)$ »

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

VI.5.3 Courbe des puissances absorbées - débit « $P_a = f(Q)$ »

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



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

VI.6 Point de fonctionnement d'une pompe

VI.6.1 Couplage d'une pompe à un réseau

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

VI.6.2 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré [10]

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

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées. Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

VI.6.2.1 Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

conservant le volume d'eau constant (figure VI.3). Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 24$ heures est de :

$V \text{ (m}^3\text{)} = 24 \times Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q \times T = 24 \times Q_1 \dots\dots\dots(VI.1)$$

D'où :

$$T = 24 \times \frac{Q_1}{Q} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \text{ (Kw)} \dots\dots\dots(VI.3)$$

VI.6.2.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement (vannage)

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

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \text{ (Kw)} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec : $H' = H_1 + h$ (m)

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

H' : Distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la courbe caractéristique de la pompe (Figure VI.3) ;

η : Le rendement.

Les inconvénients de la méthode sont :

- Augmentation de l'énergie consommée par la pompe;
- Risque de détérioration rapide de la pompe;
- Diminution du rendement de la pompe.

VI.6.2.3 Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage signifie diminution du diamètre de la roue. Certains fabricants de pompes permettent de choisir, pour une même pompe, des diamètres différents de roue, toujours pour une même vitesse de rotation. La diminution de ce paramètre a pour effet de d'obtenir des

caractéristiques de pompes moins importantes mais dont le point de fonctionnement glisse sur la courbe du réseau.

Le rognage s’effectue donc en gardant la même vitesse de rotation N, et cela en traçant une droite par l’origine et par le point P₁; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P₂ (Q₂, H₂) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré (figure VI.3).

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec : m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \dots\dots\dots(VI.6)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (KW) \dots\dots\dots(VI.7)$$

VI.6.2.4 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d’équation $y = ax^2$ (Courbe d’iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P₁(Voir : Figure (VI.3)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P₃ (Q₃, H₃), on aura alors:

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (tr/min) \dots\dots\dots(VI.8)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (KW) \dots\dots\dots(VI.9)$$

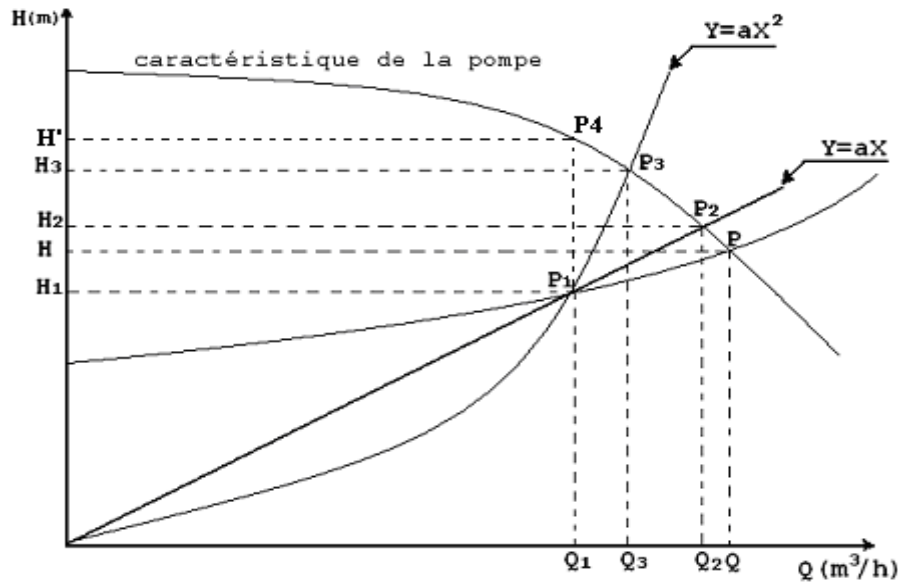


Figure (VI.3): Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

VI.7 Couplage des pompes

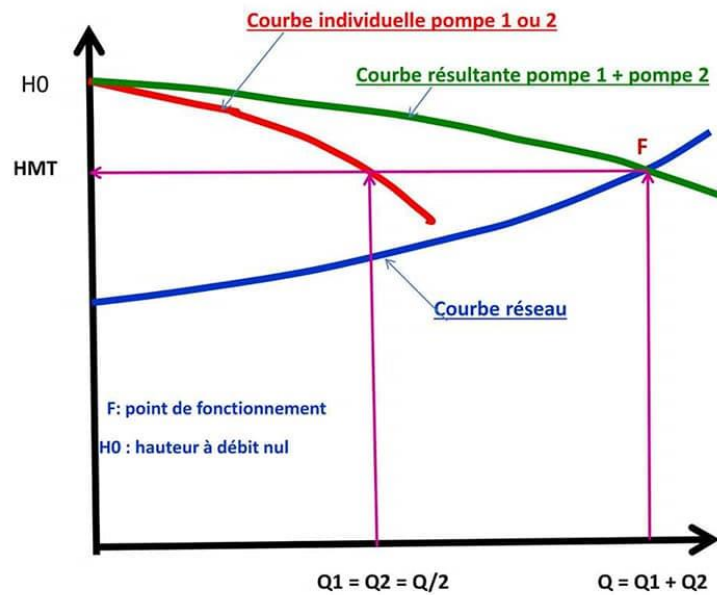
Dans bien des cas, les besoins (H-Q) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes.

VI.7.1 Couplage en parallèle

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

Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes.

A/ Couplage parallèle de deux pompes identiques



B/ Couplage parallèle de deux pompes différentes

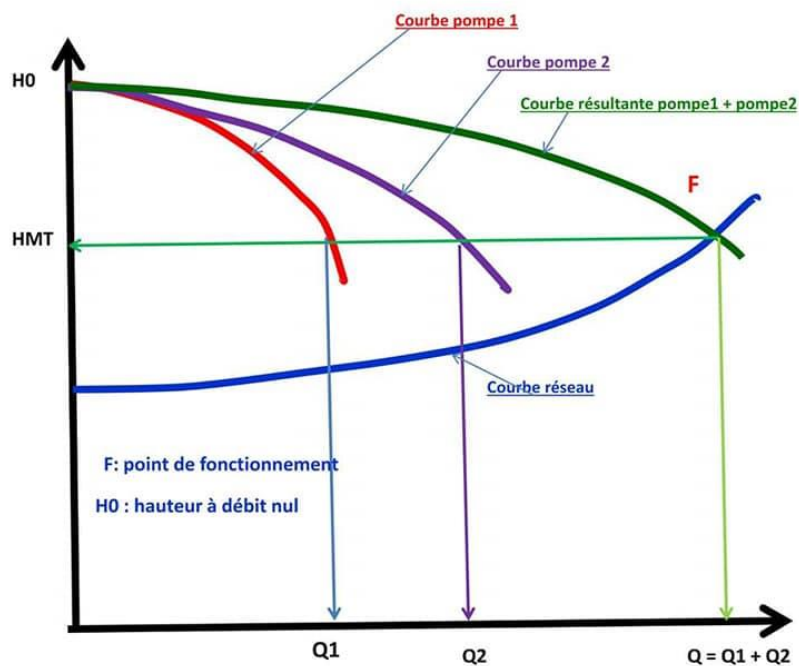


Figure (VI.4) : Couplage des pompes en parallèle

VI.7.2 Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsque l'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la

surface, où elle est reprise par une pompe de surface. Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

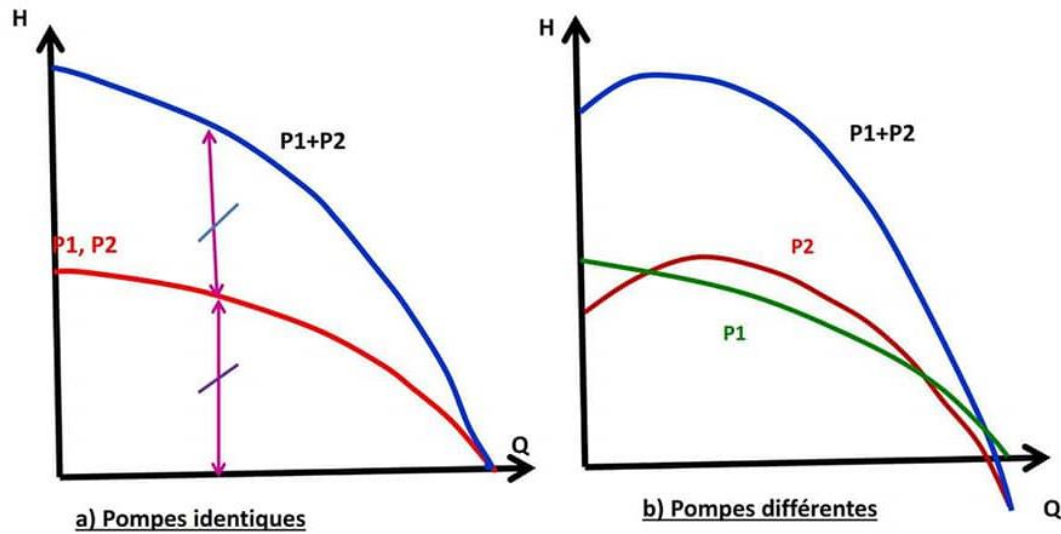


Figure (VI.5) : Couplage des pompes en série

VI.8 Etude de la cavitation [4]

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

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

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

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

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

Le NPSH disponible $(NPSH)_d$ est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe. Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \dots\dots\dots(VI.10)$$

➤ Pour une installation en aspiration

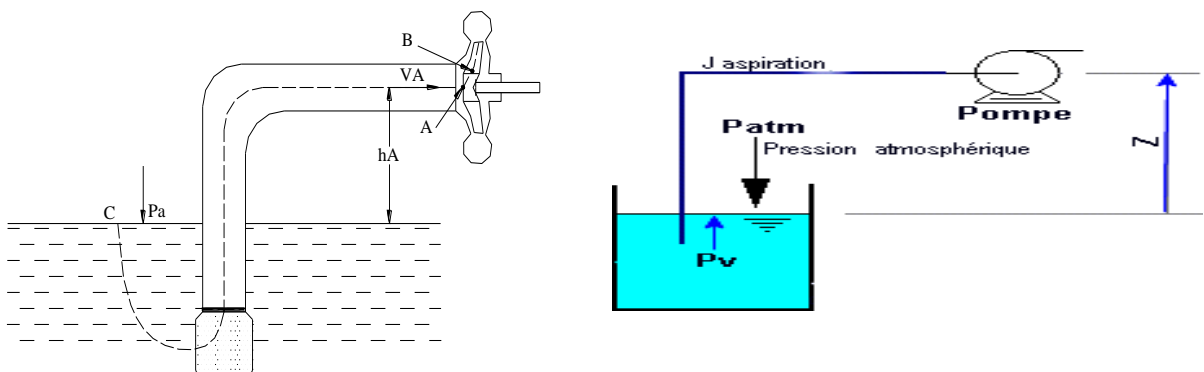


Figure (VI-6) : Calcul du NPSH disponible pour une installation en aspiration

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v) \dots\dots\dots(VI.11)$$

➤ Pour une installation en charge

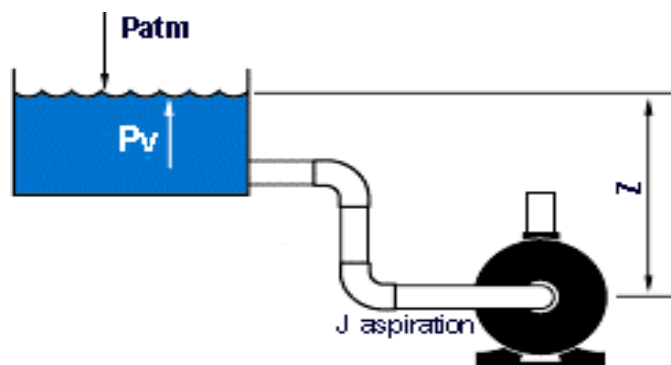


Figure (VI-7) : Calcul du NPSH disponible pour une installation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) \dots\dots\dots(VI.12)$$

Avec : H_a (ou Z): Hauteur d'aspiration en (m) ;

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

$\frac{P_0}{g \times \rho}$: Hauteur représentative de la pression d'eau au point d'aspiration en (mCE) ;

T_v : C'est la hauteur représentative de la pression de vapeur p_v/γ en (mCE).

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

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v (mCE)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

VI.9 Dimensionnement des pompes

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous avons utilisé le logiciel PUMP TUDOR « **CAPRARI** » (d'une entreprise italienne spécialisée dans le domaine des pompes) au lieu des catalogues car il est plus pratique et plus précis. Il suffit d'introduire les caractéristiques requise de la pompe pour obtenir tous ce qu'est disponible : les caractéristiques de la pompe, les caractéristiques du moteur et le point de fonctionnement.

VI.9.1 Station de pompage de Tronçon station reprise n 01 et réservoir 2000

Les caractéristiques de la conduite sont :

- Débit refoulé : $Q = 110$ l/s ;
- Hauteur manométrique totale HMT = 159.36m ;
- Hauteur géométrique $H_g = 137$ m ;
- Les pertes de charge $J_T = 22.36$ m.

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (**PM 150/ 8A**) dont les caractéristiques sont les suivantes (Figure VI.8, détail en **Annexe 4**) :

- La vitesse de rotation $N = 1450$ tr/min ;
- Le rendement du moteur $\eta = 69.1$ % ;
- La puissance absorbée $P_a = 315$ KW ;
- $NPSH_r = 7.56$ m ;
- Le point de fonctionnement effectif : $P(Q, H) = (110 ; 159)$;
- Le point de fonctionnement demandé : $P1(Q_1, H_1) = (110 ; 159)$.

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, donc cette pompe ne nécessite pas des modifications.

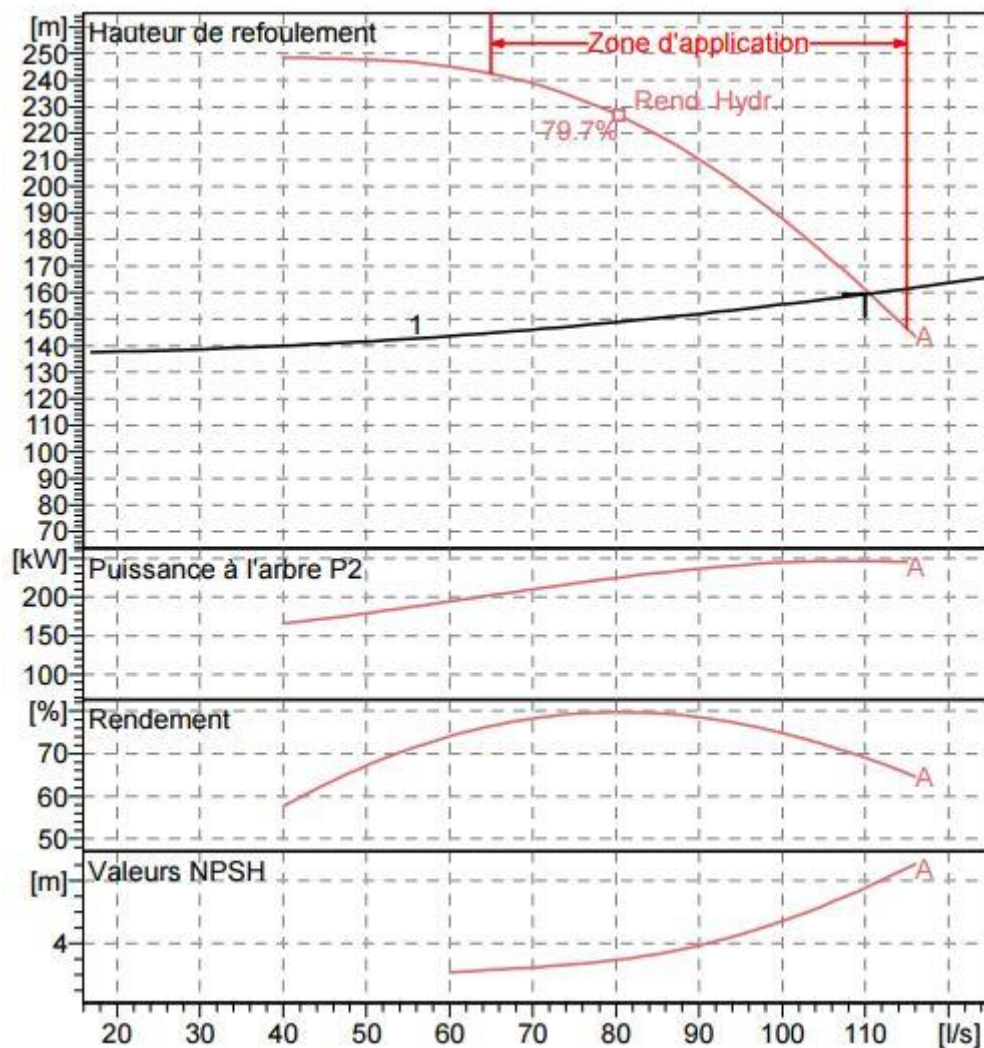


Figure (VI.8): Courbes caractéristiques de la pompe SP1

VI.9.1.1 Vérification de la cavitation

La hauteur géométrique d'aspiration choisie $H_a = 1\text{ m}$;

Les pertes de charge d'aspiration $J_a = 0\text{ m}$;

$$J_a = j \times L = 1.5 \times \lambda L \frac{v^2}{D \cdot 2g} = 1.15 \times 0.016 \times 5 \frac{0.87^2}{2g} = 0.0035\text{ m (négligeable)}$$

$$\text{Avec : } \lambda = 0.11 \left(\frac{K}{D} + \frac{68}{R_e} \right)^{0.25} = 0.11 \left(\frac{0.1}{400} + \frac{68}{348000} \right)^{0.25} = 0.016 \quad (\text{formule d'Altchule})$$

$$R_e = \frac{v \times D}{\nu} = \frac{0.87 \times 0.4}{10^{-6}} = 3.48 \times 10^5 ;$$

$$v = 0.87\text{ m/s, } D = 400\text{ mm, } L \approx 5\text{ m, } K = 0.1\text{ mm et } \nu = 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s};$$

La hauteur représentative de la pression atmosphérique $\frac{P_0}{\rho g} = 10.33\text{m}$;

La pression de vapeur à 20°C est $P_v=17.51\text{mmHg}$ (elle peut être calculée par la formule d'Antoine), d'où la hauteur représentative de la pression de vapeur $T_v=0.24\text{m}$ d'eau ;

La pompe travaille en charge alors :

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09\text{m}$$

D'où : $\text{NPSH}_d = 11.09\text{ m} > \text{NPSH}_r = 7.56\text{m}$

Donc, Il n'y a pas de risque formation et implosion de bulles d'air et la pompe fonctionne sans risque de cavitation.

VI.9.2 Station de pompage du Tronçon R2000-R600

Les caractéristiques de la conduite sont :

- Débit refoulé : $Q = 46\text{ l/s}$;
- Hauteur manométrique totale $H_{mt} = 5.6\text{m}$;
- Hauteur géométrique $H_g = 3\text{m}$;
- Les pertes de charge $J_T = 2.6\text{m}$.

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour haute pressions à axe horizontal (**MEC-AZ 1/125D**) dont les caractéristiques sont les suivantes (Figure VI.9, détail en **Annexe 5**) :

- La vitesse de rotation $N = 1420\text{ tr/min}$;
- Le rendement du moteur $\eta = 65.8\%$;
- La puissance absorbée $P_a = 5.5\text{ KW}$;
- $\text{NPSH}_r = 3.63\text{m}$;
- Le point de fonctionnement effectif : $P(Q, H) = (46 ; 5.6)$;
- Le point de fonctionnement demandé : $P1(Q_1, H_1) = (46 ; 5.6)$.

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, donc cette pompe ne nécessite, également, aucune modification.

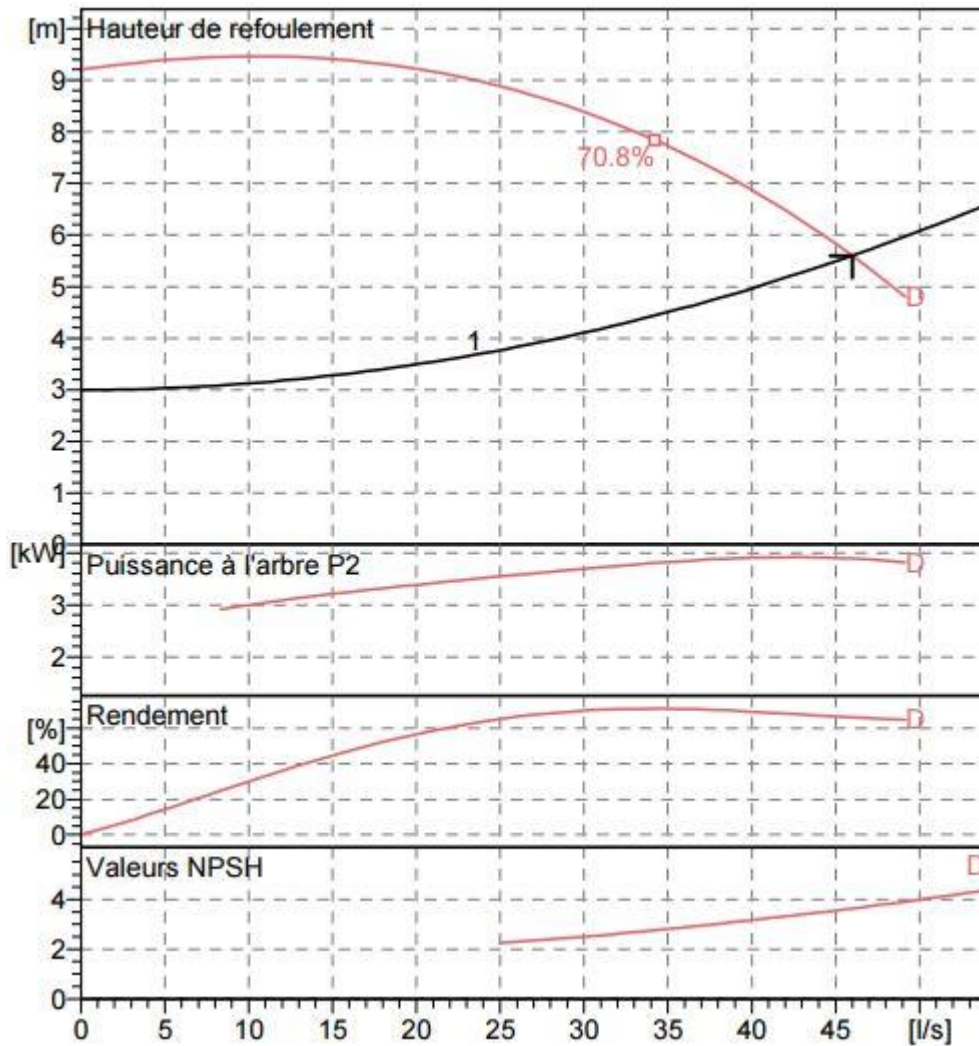


Figure (VI.9): Courbes caractéristiques de la pompe SP2

VI.9.2.1 Vérification de la cavitation

La hauteur géométrique d'aspiration choisie est $H_a = 1\text{m}$;

Les pertes de charge d'aspiration $J_a \approx 0\text{m}$;

$$J_a = j \times L = 1.5 \times \lambda L \frac{V^2}{D 2g} = 1.15 \times 0.018 \times 5 \frac{0.59^2}{2g} = 0.0018\text{m (négligeable)}$$

$$\text{Avec : } \lambda = 0.11 \left(\frac{K}{D} + \frac{68}{R_e} \right)^{0.25} = 0.11 \left(\frac{0.1}{315} + \frac{68}{185850} \right)^{0.25} = 0.018 ;$$

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} = \frac{0.59 \times 0.315}{10^{-6}} = 1.86 \times 10^5 ;$$

$$v = 0.59\text{m/s, } D = 315\text{mm, } L \approx 5\text{m, } K = 0.1\text{mm et } \nu = 10^{-6}\text{m}^2/\text{s};$$

La hauteur représentative de la pression atmosphérique $\frac{p_0}{\rho g} = 10.33\text{m}$;

La pression de vapeur à 20°C est $P_v=17.51\text{mmHg}$ (elle peut être calculée par la formule d'Antoine), d'où la hauteur représentative de la pression de vapeur $T_v=0.24\text{m}$ d'eau ;

La pompe travaille en charge alors :

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 10.09\text{m}$$

Donc : $\text{NPSH}_d = 10.09\text{ m} > \text{NPSH}_r = 3.63\text{ m}$

Donc, Il n'y a pas de risque de formation et implosion de bulles d'air et la pompe fonctionne, également, sans risque de cavitation.

VI.10 Equipements des stations de pompage

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent essentiellement, en dehors des pompes elles-mêmes :

- Les équipements d'aspiration ;
- Les équipements de refoulement.

VI.10.1 Equipements d'aspiration

- **Crépine** : La crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides dans les conduites d'aspiration, elle est placée sur le haut de cette dernière. Elle est constituée par un cylindre perforé qui élimine le passage des objets solides. La crépine doit être complètement immergée afin d'éviter l'entrée d'air, elle doit être encore éloignée de 0.15 à 0.20 m au minimum du fond du puisard d'aspiration.

- **Clapet anti-retour** : Le clapet anti-retour est placé sur la canalisation d'aspiration. Son rôle est d'empêcher le retour de l'eau vers le puisard d'aspiration en cas d'arrêt de la pompe afin de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe, évitant ainsi l'amorçage de cette dernière. Le clapet anti-retour est ménagé dans les stations de pompage où les pompes travaillent en dépression.

- **Vanne** : Une vanne est installée sur la conduite d'aspiration dont le rôle est d'isoler la pompe en cas de besoin, cette vanne doit être placée dans les stations de pompage où les pompes travaillent en charge. Dans notre cas, elle sera installée au niveau des deux stations de pompage SP1 et SP2.

VI.10.2 Equipements de refoulement

- **Joint de raccordement** : La conduite de refoulement est raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe.
- **Clapet de refoulement** : Son rôle est d'empêcher l'inversion du débit lors de l'arrêt de la pompe. Les clapets les plus utilisés sont ceux à battant ; ils sont installés sur les conduites horizontales.
- **Vanne de refoulement** : La vanne de refoulement placée après la pompe permet d'isoler celle-ci lors des entretiens et des démontages ; lors de la mise en charge et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges.

VI.11 Conclusion

En conclusion, on peut dire que ce chapitre a fait l'objet d'une étude de pompage et de choix des pompes pour les deux tronçons de refoulement SR1-R2000 et R2000-R600. Le choix du type de la pompe a été facilité par l'utilisation d'un catalogue numérique (logiciel CAPRARI) pratique, simple et précis.

Pour la station de pompage du tronçon SR1-R2000, nous avons opté pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM150/8A) dont les caractéristiques principales sont : vitesse de rotation $N=1450$ tr/min, rendement du moteur $\eta = 69.1$ %, puissance absorbée $P_a = 315$ KW, $NPSH_r = 7.56$ m et point de fonctionnement $P(Q, H) = (110 ; 159)$. Pour la station de pompage du tronçon R2000-R600, nous avons opté pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haute pressions à axe horizontal (MEC-AZ 1/125D) dont les caractéristiques principale sont: vitesse de rotation $N=1420$ tr/min, rendement du moteur $\eta = 65,8$ %, puissance absorbée $P_a = 5.5$ KW, $NPSH_r = 3.63$ m et point de fonctionnement $P(Q, H) = (46 ; 5.6)$. Le point de fonctionnement coïncide, pour les deux cas avec le point désiré. Cette pompe ne nécessite, donc, aucune modification.

En outre, la condition de non cavitation a été vérifié pour les deux tronçons SR1-R2000 et R2000-R600. Les résultats ont montrés qu'il n'y a pas de risque de formation et implosion de bulles d'air et les pompes fonctionnent sans risque de cavitation. Cela a pour conséquence un

rendement et une efficacité meilleurs et provoque un fonctionnement régulier, sans bruit et sans dommages à l'intérieur des pompes.

En fin, nous préconisons d'ajouter une pompe de secours pour chaque station afin d'éviter l'interruption de pompage d'eau en cas d'une panne ou d'une réparation éventuelle de la pompe principale.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Arrivé au terme de ce travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la région de Khenanfa. Nous pensons également avoir atteint les objectifs fixés au départ à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population ;
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

La présentation de la région d'étude dans le chapitre I nous a permis de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de notre projet d'alimentation en eau potable de la région de Khenanfa à savoir : la géographie, la géologie, la topographie du terrain, la climatologie, la démographie et la situation hydraulique. La connaissance de ces caractéristiques et facteurs ne nous permet de prendre aucune disposition spéciale ou exceptionnelle lors de la réalisation des travaux d'exécution, mis à part un possible recours à un réseau étagé ou à une éventuelle installation de brises charge dans le réseau de distribution projeté, due à une topographie difficile et un relief relativement accidenté.

Dans ce second chapitre nous avons entamé l'étude hydraulique a été entamé dans le chapitre II par le calcul de la population actuelle et à l'horizon d'étude (2049) ainsi que les besoins en eau tant domestiques que sanitaires, scolaires, socioculturels et arrosages, commerciaux et administratifs à partir desquels nous avons calculé le débit max journalier et le débit de pointe horaire analytiquement en prenant en considération tous les coefficients d'irrégularité journaliers et horaires. Le débit max journalier et le débit de pointe horaire obtenus par la méthode analytique sont : $Q_{\max j} = 2017.422 \text{ m}^3/j = 23.35 \text{ l/s}$ et $Q_{\max h} = 155.17 \text{ m}^3/h = 43.10 \text{ l/s}$, respectivement. Le débit max horaire a été retenu comme donnée de base (débit à mobiliser) pour le dimensionnement de notre réseau d'alimentation en eau potable dans le reste du travail.

Dans le chapitre III, et à l'aide du logiciel Epanet, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution du village khenanfa. Cela, nous a permis d'avoir des diamètres optimaux de tous les tronçons de conduites tout en répondant aux

conditions de pression et de vitesse. Comme les pressions aux nœuds dépassent la limite supérieure de 60m pour plusieurs nœuds et peut provoquer de nombreux problèmes au niveau des installations et des conduites (fuites d'eau, bruits par les coups de belier et endommagement de la canalisation), et comme l'abaissement d'altitude du réservoir a entraîné la diminution des pressions au sol dans pas mal de nœuds au dessous de la limite inférieure 18m (habitations rurales R+1); nous avons opté pour l'installation des réducteurs de pression aux niveaux des tronçons n° 05, 10, 11, 15 et 21 tout en maintenant le réservoir à la cote 825m.

Le réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude, à l'heure de pointe avec réducteurs de pression, fonctionne normalement. Les vitesses dans tous les tronçons du réseau sont acceptables et parfaitement dans la fourchette requise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les pressions dans tous les nœuds du réseau sont suffisantes; elles varient entre 18 et 60m (1.8 et 6 bar). Par conséquent, les dimensions (diamètres) des tronçons calculées sont bonnes et tous les habitants des localités de la région d'étude seront alimentés en eau potable avec acceptables et des pressions au sol suffisantes. Les résultats obtenus montrent également qu'en cas de pointe plus incendie, les vitesses d'écoulement et les pressions au sol sont aussi acceptables. Par conséquent, l'extinction de l'incendie n'entrave pas le bon fonctionnement de notre réseau de distribution et les habitants seront alimentés en eau potable le plus normalement du monde.

Le dimensionnement de l'ouvrage de stockage dans le chapitre V nous a permis de conclure que le réservoir existant n'est pas suffisant pour répondre aux besoins futurs de la population de la région d'étude. Afin de pouvoir subvenir aux besoins de la population à long terme, nous avons recommandé de projeter un réservoir circulaire semi-enterré de capacité 600m^3 , de hauteur $H=4\text{m}$ et de diamètre $D=14\text{m}$. Ce dernier alimente gravitairement et en toute sécurité la localité de Khenenefa en eau potable, durant les trente prochaines années, desservant le réservoir existant et assure une réserve d'eau en cas de panne sur l'adduction d'eau potable.

Le chapitre V a fait l'objet d'une étude technico-économique pour deux (02) tronçons par refoulement SR1-R2000 et R2000-R600 dont les longueurs sont 2620m et 500m et les débits sont 110 l/s et 46 l/s, respectivement et un (01) tronçon gravitaire R2000-SR2 dont la longueur est de 2580m et le débit 61 l/s. Pour les adductions par refoulement on a opté pour

deux matériaux de conduites qui sont la fonte ductile (pour le tronçon SR1-R2000) et le PEHD (pour le tronçon R2000-R600). En ce qui concerne l'adduction gravitaire (R2000-SR2), on a choisi le PEHD. Les diamètres économiques des adductions par refoulement (SR1-R2000, R2000-R600) et gravitaire (R2000-SR2) sont 400, 315 et 315 respectivement.

Le chapitre VI a fait l'objet d'une étude de pompage et de choix des pompes pour les deux tronçons de refoulement SR1-R2000 et R2000-R600. Le choix du type de la pompe a été facilité par l'utilisation d'un catalogue numérique (logiciel CAPRARI) pratique, simple et précis. Pour la station de pompage du tronçon SR1-R2000, nous avons opté pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM150/8A) dont les caractéristiques principales sont : vitesse de rotation $N=1450$ tr/min, rendement du moteur $\eta = 69.1$ %, puissance absorbée $P_a = 315$ KW, $NPSH_r = 7.56$ m et point de fonctionnement $P(Q, H) = (110 ; 159)$. Pour la station de pompage du tronçon R2000-R600, nous avons opté pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haute pressions à axe horizontal (MEC-AZ 1/125D) dont les caractéristiques principale sont: vitesse de rotation $N=1420$ tr/min, rendement du moteur $\eta = 65,8$ %, puissance absorbée $P_a = 5.5$ KW, $NPSH_r = 3.63$ m et point de fonctionnement $P(Q, H) = (46 ; 5.6)$. Le point de fonctionnement coïncide, pour les deux cas avec le point désiré. Cette pompe ne nécessite, donc, aucune modification. En outre, la condition de non cavitation a été vérifié pour les deux tronçons SR1-R2000 et R2000-R600. Les résultats ont montrés qu'il n'y a pas de risque de formation et implosion de bulles d'air et les pompes fonctionnent sans risque de cavitation. Cela a pour conséquence un rendement et une efficacité meilleurs et provoque un fonctionnement régulier, sans bruit et sans dommages à l'intérieur des pompes.

Par ailleurs, comme la population de zone d'étude a pratiquement triplé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière, il est donc nécessaire voir indispensable de vérifier à ce que nos ressources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Aussi, Comme la réalisation de ce projet d'AEP nécessite une dépense d'investissement importante; l'entretien, l'exploitation et la bonne gestion du réseau en question restent les nécessités fondamentales pour qu'il soit fonctionnel et durable. De plus, pour la bonne réalisation de notre ouvrage de stockage projeté, il doit répondre à certaines exigences techniques à savoir : l'étanchéité de la paroi intérieure pour éviter les fuites, la résistance contre la pression de l'eau, le matériau ou béton doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec de l'eau et l'isolation thermique par une

couche de gravillon sur le couvercle et un rang de briques, qui retient une couche d'air, sur les parois latérales. Il y a lieu de souligner également qu'avant la construction du réservoir, il faut toujours considérer les conditions locales à savoir la géologie et les séismes. En fin, nous préconisons d'ajouter une pompe de secours pour chaque station de pompage afin d'éviter l'interruption de pompage d'eau en cas de panne ou de réparation éventuelle de la pompe principale.

***REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUES***

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : DONNEES : Service Technique de l'APC d'Ain Bessem, 2019.

[2] : Subdivision d'Hydraulique d'Ain Bessem, 2019. (Encadrer par DARAJI DJAMAL et HAICHER OMAR)

[3] : Office Nationale de Météorologie, service météorologique d'Ain Bessem.

.

[4] : DUPONT, A., Hydraulique urbaine. Tome I, Editon Eyroles, 1979.

[5] : BONIN, J., Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris, 1982.

[6] : HUGUES, G., Adduction et distribution d'eau, Technique de l'ingénieur, Doc C5 195, 2000.

[7] : Catalogue STPM CHIALI : Matériels hydrauliques, tubes et accessoires.

[8] : HAMMI, S. & YAHIAOUI, S., Alimentation en eau potable du centre de l'Ouracia Wilaya de Sétif, Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingéniorat, Université de Béjaia, Béjaia, 2011.

[9] : FOUGHALIA I. & KAHLA M., Etude du réseau d'AEP des villages : Ain beida heriche, Sedari et Sebikhia, Wilaya de Mila, Mémoire de Fin d'Etudes de Master, Université de Béjaia, Béjaia, 2015.

[10] : BELALOUI, G. & BOURASSE, A., Etude de'AEP de la ville d'Akbou (W.de Bejaia) lot : forages et piquage sur conduite barrage vers un réservoir de 3000 m³, Mémoire de Fin d'Etudes de Master, Université de Bejaia, Bejaia, 2012.

ANNEXE

Annexe (2)

Diamètres commerciales de conduites en PEHD

10 bars			16 bars		
<i>Dext</i> <i>(mm)</i>	<i>L'épaisseur</i> <i>(mm)</i>	<i>Dint</i> <i>(mm)</i>	<i>Dext</i> <i>(mm)</i>	<i>l'épaisseur</i> <i>(mm)</i>	<i>Dint</i> <i>(mm)</i>
20	2.00	16.00	20	2.30	15.4
25	2.00	21.00	25	3.00	19.00
32	2.40	27.20	32	3.60	24.80
40	3.00	34.00	40	4.50	31.00
50	3.70	42.60	50	5.60	38.80
63	4.70	53.60	63	7.10	48.80
75	5.60	63.80	75	8.40	58.20
90	5.40	79.20	90	8.20	73.60
110	6.60	96.80	110	10.00	90.00
125	7.40	110.20	125	11.40	102.20
140	8.30	123.40	140	8.30	123.40
160	9.50	141.00	160	14.60	130.80
180	10.70	158.60	180	10.70	158.60
200	11.90	176.20	200	18.20	163.60
225	13.40	198.20	225	13.40	198.20
250	14.80	220.40	250	22.70	204.60
280	16.6	246.8	280	16.60	246.80
315	18.7	277.6	315	28.60	257.80

Remarque :

Les conduites en rouge n'existent pas sur le marché

Annexe (3)

Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Pression nominale (bar)	Prix unitaire (Da)
100	4,8	40	2800
125	4,8	40	3000
150	5	40	3300
200	5,4	40	3800
250	5,8	40	5750
300	6,2	40	6500
350	7,8	30	8750
400	7,8	30	11000
450	7,8	30	15300
500	7,8	30	19600
600	7,8	30	20300
700	7,8	25	24000

Prix et pression nominal des conduites en PEHD

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	29.23	34,19
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	36.89	43.16
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	57.33	67.07
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	89.74	104.9
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	137.09	160.39
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	216.86	253.72
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	306.59	358.71
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	364.65	426.64
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	543.27	635.62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	692.1	809.75
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1133.67	1326.39
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1735.13	2030.10
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2723.63	3183.24
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4080.59	4774.29
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6738.83	7884.43
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10368.73	12131.41
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	15951.04	18662.71

Annexe (4)

Caractéristiques de la pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 150/ 8A)

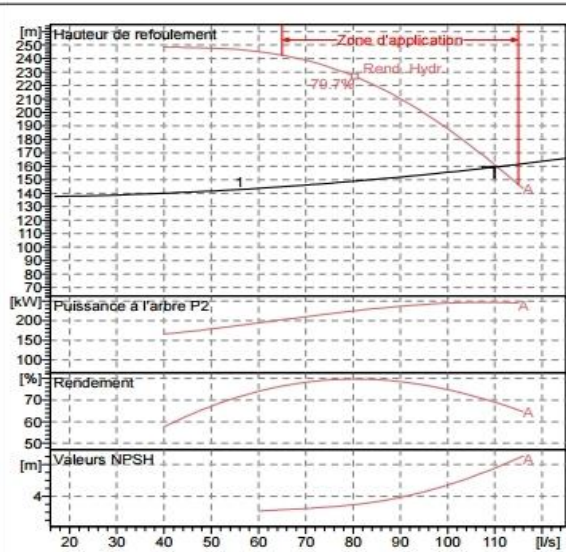
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

PM 150/ 8 A	
Caractéristiques requises	
Débit	110 l/s
Hauteur de refoulement	159 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	110 l/s
Hauteur de refoulement	159 m
Puissance absorbée	247 kW
Rendement	69.1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	292 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	315 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1100 kg

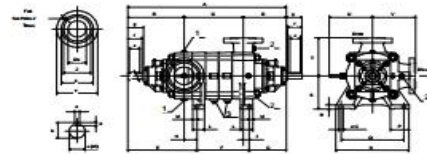
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
51.1	248	181	68.1	1.54

Dimensions mm

- A = 1940
- a = 55
- B = 479
- b = 59
- C = 1110
- c = 16
- d = 10
- D = 351
- d_d = 25
- d_s = 25
- DNa = 200
- DNm = 150
- e = 120
- E = 619
- F = 1020
- f = 130
- g = 145
- G = 301
- H = 140
- I = 50
- L = 125
- M = 45
- N = 680
- No = 12
- No = 8
- O = 590
- P = 170



Notes:			
Date 13.08.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexe (5)

Caractéristiques de la pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (MEC-AZ 1/125D)

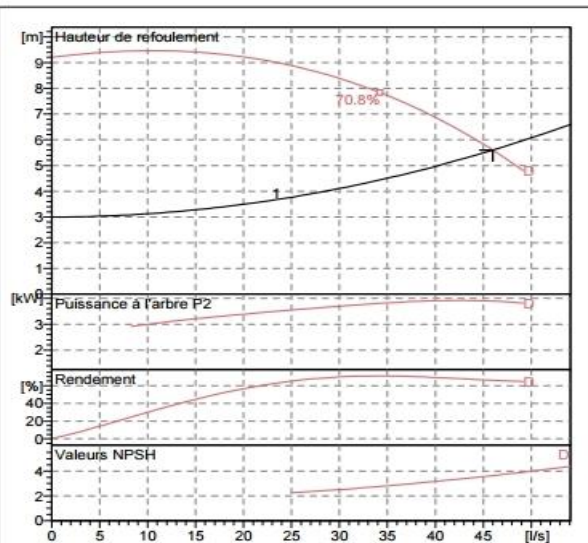
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==

MEC-AZ 1/125D	
Caractéristiques requises	
Débit	46 l/s
Hauteur de refoulement	5.6 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	46 l/s
Hauteur de refoulement	5.6 m
Puissance absorbée	3.89 kW
Rendement	65.8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	9.2 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	5.5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	171 kg

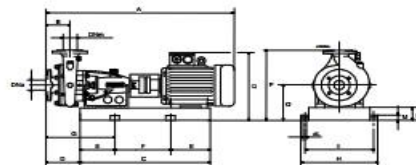
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Roue (04/80)	Fonte sphéroïdale
Arbre (.Z.)	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



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

Dimensions mm

- A = 1166
- B = 160
- C = 824
- D = 236
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 150
- F = 524
- G = 386
- H = 400
- I = 350
- L = 20
- M = 42
- N = 100
- O = 300
- P = 600
- Q = 494



Notes:			
Date 19.08.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°