

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de Djebabra et ses différents quartiers (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0021-12

APA Citation (توثيق APA):

Mekhtoub, Nassim (2012). Etude du diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de Djebabra et ses différents quartiers (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-
DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME:

**ETUDE DU DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE DJEBABRA ET SES DIFFERENTS
QUARTIERS (W.BLIDA).**

Présenté par :

MEKHTOUB Nassim

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. B.SALAH	Professeur	Président
Mr. M.S.BENHAFID	M.A.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
Mr. A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
Mr. M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M^{me} N.ZENDAGUI.	INGENIEUR EN CHEF	Promotrice

Septembre - 2012

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M^{me} ZENDAGUI.N, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie le personnel de D.R.E de Blida pour leurs conseils et orientations et plus spécialement Mme DEHINA et RAOUF.

Grand merci à vous tous.

DÉDICACE

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère FETOUMA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père AREZKI qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mes frères BELAID, AHMED, NOURREDDINE, FARID, SOFIANE, FAYÇAL.

À ma sœur SAMIRA et sans oublier LILA.

À ma chère petite nièce ANAIS.

À mes amis : Ramzi, Ismail, Boudjemaa, Moh Tlemcen, Rabah, KARAS, BILING, Bilal.

À mes amies : Ghenima, Sarah, Amel, Lydia, Amina, Wassila et Fatima.

À tous mes collègues.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : ABBOU, YUCEF, KAMEL, WALID, MOH AUTONOME, MOUSSA CHERFA, JUBA, LYES, IDDIR, GHANI, MOH. La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

Sans oublier mon enseignante au cycle primaire la défunte Mme ADDANE ROSA que dieu la place en son grand paradis.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

nassim

ملخص:

الدراسة التي نقوم بها تهدف إلى تشخيص نظام تزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة جبابرة، حيث أعطينا نظرة عامة على الوضعية الحالية لمختلف الأنابيب المائية المتواجدة في شبكة التوزيع ، ثم قمنا ببحث مشاكل نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب و اقتراح الحلول اللازمة التي تتمثل في تجديد شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب و وضع منشآت تحويل مياه لتلبية احتياجات سكان جبابرة . و في النهاية ذكرنا طرق حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية و ذكرنا طرق التسيير و الصيانة التي تجري على شبكة التزويد بالمياه.

Résume :

Notre étude consiste à établir un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de DJEBABRA. Nous avons donné un aperçu général sur la situation actuelle de toute la chaîne de distribution du réseau d'alimentation en eau potable. Après nous sommes passé à la détection des défaillances du réseau d'alimentation en eau potable tout en proposant des solutions, qui sont le renouvellement du réseau de distribution et la réalisation d'une adduction d'eau pour satisfaire les besoins de la population de djebabra. A la fin, on a cité les méthodes de protection des conduites contre le coup de bélier et contre la corrosion, et les notions d'exploitation et d'entretien du réseau d'alimentation en eau potable.

Abstract

Our study consists in establishment a diagnosis of the drinking water network of the town DJEBABRA. We have given a general overview on the actual situation of any distribution chain of drinking water network. After, we have found defects of the drinking water network and proposed solutions, and we have renewal the drinking water network and realise a transfer of water for satisfy the needs of the population of DJEBABRA. Finally, we cite methods of protection of the pipes against water hummer and against corrosion, and we cite also the ideas of exploitation and maintenance of the drinking water network.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1 .Situation Géographique.....	2
I.2. Situation climatique.....	3
I.2.1.Le Climat.....	3
I.2.2. Température.....	3
I.2.3. Humidité.....	4
I.2.4.pluviométrie.....	4
I.3.Topographie.....	4
I.4.Hydrogéologie.....	4
I.5.Géologie.....	4
I.6.Sismicité.....	5
I.7.Situation Hydraulique de la commune de djebabra.....	5
I.7.1.Schéma actuel d'alimentation en eau potable de la commune.....	5
Conclusion.....	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Introduction.....	10
II.1.Estimation de la population à l'horizon d'étude.....	10
II.2.Consommation moyenne journalière.....	11
II.3.Besoins en eau par catégorie.....	11
II.4.Estimation des débits a l'état actuel(2012).....	13
II.5. Détermination des débits journaliers.....	15
II.6. Détermination des débits horaires.....	16
II.6.1. Débit moyen horaire :.....	16
II.6.2. Débit maximal horaire :.....	17
II.6.3. Débit minimal horaire.....	17
II.6.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	17
II.6.5. Détermination des graphiques de consommation actuelle	19
II.7.Estimation des débits de consommation a l'horizon 2041 :.....	20

II.7.1.Le débit moyen journalier.....	20
II.7.2.Le débit maximal et minimal journalier.....	20
II.7.3.Le débit maximal et minimal horaire :.....	20
II.7.4.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	21
II.7.5. Détermination des graphiques de consommation à l'horizon 2041.....	22
II.8. Détermination des débits à l'état actuel.....	23
Conclusion	27

Chapitre III : Simulation hydraulique du réseau d'AEP existant.

Introduction.....	28
III.1. Dimensionnement du réseau.....	28
III.1.1. Calcul de la perte de charge.....	28
III.2. la simulation hydraulique du réseau existant.....	29
III.3. Résultats de la simulation hydraulique du réseau existant.....	30
III.3.1.CAS DE POINTE.....	30
III.3.2. CAS DE POINTE+INCENDIE.....	33
III.4.Recommandation pour l'aménagement du réseau d'AEP de djebabra :.....	36
III4.1.Concernant le réseau de distribution existant.....	36
III.4.2.Concernant les ressources.....	36
III.4.3. Concernant les stations de pompages.....	36
III.4.4.Concernant les adductions.....	37
III.4.5.Concernant les ouvrages de stockage.....	38
Conclusion.....	41

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau à l'horizon 2041.

Introduction.....	42
IV.1.ETUDE DE L'ADDUCTION.....	42
IV.1.1.Définition.....	42
IV.1.2.Classification des adductions.....	42
IV.1.3.choix de la variante.....	42
IV.1.4.Proposition de la variante.....	43
IV.1.5.Choix du tracé.....	43
IV.1.6.Choix du type de conduites.....	43
IV.1.7.Schéma général de l'adduction projetée.....	44
IV.1.8.Dimensionnement de l'adduction.....	45

IV.1.8.1.Méthode de calcul.....	45
IV.1.8.2.Calcul des pertes de charge.....	46
IV.1.8.3. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	47
IV.1.8.4.Puissance absorbée par la pompe.....	47
IV.1.8.5.Energie consommée par la pompe.....	48
IV.1.8.6.Frais d'exploitation.....	48
IV.1.8.7.Frais d'amortissement.....	48
IV.2.ETUDE DU POMPAGE.....	53
IV.2.1.Définition.....	53
IV.2.2.Couplage des pompes.....	53
IV.2.3. Choix du type de pompe.....	54
IV.2.4.Choix du nombre de pompes.....	55
IV.2.5.Calcul de la hauteur manométrique totale.....	55
IV.2.5.1.Calcul des pertes de charge des différents tronçons.....	56
IV.2.6.Choix des pompes pour le forage F1 et les deux captages C1 et C2 :.....	59
IV.2.7.Courbes caractéristiques des pompes	60
IV.2.8.Points de fonctionnement des pompes.....	65
IV.2.9.Dimensionnement des équipements de la pompe.....	67
IV.2.10.Etude de la cavitation.....	68
IV.2.11.Choix du moteur électrique.....	71
IV.2.12.Bâtiment de la station de pompage et son génie civil.....	73
IV.3. Projection du réseau de distribution de DJEBABRA à l’horizon 2041 :.....	77
les critères de renouvellement d’un réseau de distribution d’eau potable :.....	77
Techniques de renouvellement des conduites de réseaux de distribution ;.....	77
IV.3.2.Calcul hydraulique du réseau de distribution projeté à l’horizon 2041.....	80
IV.3.3.Détermination des débits à l’horizon d’étude (2041).....	80
IV.3.4.Résultat de la simulation hydraulique du réseau projeté pour 2041 :.....	83
Cas de Pointe.....	83
Cas de pointe+incendie.....	86
IV.4.Devis estimatif des travaux de réalisation de l’adduction et du réseau de distribution projetés.....	89
IV.4.1.Les opérations pour la réalisation de notre projet :.....	89
IV.4.2.Le devis estimatif et quantitatif.....	89
CONCLUSION.....	90

Chapitre V: Protection et entretien du réseau

Introduction.....	91
V.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	91
V.1.1. Définition :.....	91
V.1.2. Causes du coup de bélier :.....	91
V.1.3. Les risques dus aux coups de bélier :.....	91
V.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :.....	92
V.1.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :.....	93
V.1.6. Calcul des réservoirs d'air :.....	94
V.1.7. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT:.....	94
V.2. Protection des conduites contre la corrosion :.....	97
V.2.1. Définition:.....	97
V.2.2. Les différentes formes de corrosion :.....	97
V.2.3. Les facteurs de la corrosion :.....	97
V.2.4. Protection des conduites contre la corrosion interne :.....	97
V.2.5. Protection des conduites contre la corrosion externe :.....	98
V.3. Entretien des réseaux d'alimentation en eau potable.....	100
V.3.1. Maintenance des équipements du réseau. :.....	100
V.4. Equipement des réservoirs	101
V.5. Gestion et exploitation des réseaux d'AEP.....	102
V.5.1 La surveillance et l'entretien courant des adductions et réseau de distribution	102
Conclusion.....	103
CONCLUSION GENERALE.....	104

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Répartition mensuelle de la température.....	3
Tableau I.2: Pluie moyenne mensuelle (mm).....	4
Tableau I.3. : Réservoir de stockage.....	7
Tableau. I.4 : Tableau récapitulatif du débit et de la position des différentes sources.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Tableau II-1 : Evaluation de la population :.....	11
Tableau II-2 : Besoins en eaux domestiques :.....	12
Tableau II-3 : Récapitulation des besoins en eaux publics.....	12
Tableau II-4 : Récapitulation des besoins en eaux de la commune de DJEBABRA.....	13
Tableau II-5 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tableau II-6: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau II-7 : La répartition horaire du débit de consommation journalière.....	18
Tableau II-8 : Evaluation du débit moyen journalier pour 2041.....	20
Tableau II-9 : Evaluation des débits maximal et minimum journaliers.....	20
Tableau II -10 : Evaluation des débits horaires.....	20
Tableau II-11 : La répartition horaire du débit de consommation journalière.....	21
Tableau II.12 : Calcul des débits nodaux du réseau à l'état actuel.....	25

Chapitre III : Simulation hydraulique du réseau d'AEP existant.

Tableau III.1 : Les résultats de la simulation pour les conduites du réseau existant.....	30
Tableau.III.2 : Les résultats de la simulation pour les nœuds du réseau existant.....	31
Tableau.III.3. : Les résultats de la simulation pour les conduites du réseau existant.....	33
Tableau.III.4. : Les résultats de la simulation pour les nœuds du réseau existant.....	34
Tableau III-5: Balance ressources/besoins.....	36
Tableau III-6 : calcul du volume du réservoir.....	39
Tableau III-7 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel	40
Tableau III-8: Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2041).....	40
Tableau III-9: Bilan de stockage.....	40

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau à l'horizon 2041.

Tableau IV.1.: Calcul des Diamètres économique et des vitesses.....	45
Tableau IV.2.: Calcul de la HMT du tronçon B –SP1 :.....	49
Tableau IV.3.:Calcul des frais d'amortissement du tronçon B–SP1 :.....	49
Tableau IV.4.:Calcul des frais d'exploitation du tronçon B –SP1 :.....	50
Tableau IV.5 : Bilan.....	50
Tableau IV.6: Calcul de la HMT du tronçon SP1 – R2 :.....	51
Tableau IV.7.:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 – R2.....	51
Tableau IV.8.:Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 – R2 :.....	52
Tableau IV.9.: Bilan.....	52
Tableau IV.10: Caractéristiques des sources projetées (source DRE de BLIDA).....	55
Tableau IV.11: Récapitulatif de calcul de perte de charge.....	56
Tableau IV.12 : Caractéristiques des pompes choisies pour le forage F1 et les captages C1 et C2 :.....	59
Tableau IV.13: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	60
Tableau IV.14 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP01 –Rés500m3)....	66
Tableau IV.15 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	69
Tableau .IV.16. Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	73
Tableau. IV.17 : Choix du type de bâtiment.....	74
Tableau IV.18 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté à l'horizon d'étude.....	81
Tableau IV.19 : Les résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté.....	83
Tableau. IV.20 : Les résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté.....	84
Tableau. IV.21 : Les résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté.....	86
Tableau. IV.22 : Les résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté.....	87
Tableau IV.23 : devis estimatif et quantitatif	89

Chapitre V: Protection et entretien du réseau

Tableau V-1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction SP01-R500m3	96
Tableau V-2: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction SP01-R500m3	96
Tableau V-3: Calcul de volume de réservoir d'air pour l'adduction SP01-R500m3.....	96

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : plan de délimitation (source D.R.E BLIDA).....	2
Figure I.2 : Carte administrative de la wilaya de Blida (source D.R.E .BLIDA).....	3
Figure I.3 : Schéma synoptique d'AEP de djebabra.....	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Figure II.1: Diagramme à barres représente la consommation actuelle.....	19
Figure II.2 : Graphique de consommation cumulée actuelle.....	19
Figure II.3: Diagramme à barres représente la consommation horaire à l'horizon 2041.....	22
Figure II.4 : Graphique de consommation cumulée à l'horizon 2041.....	22

Chapitre III : Simulation hydraulique du réseau d'AEP existant.

Figure III.1 : Résultats de simulation du réseau existant (cas de pointe).....	32
Figure III.2 : Résultats de simulation du réseau existant (cas de pointe+incendie).....	35

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau à l'horizon 2041.

Figure IV.1.: Schéma vertical de l'adduction.....	44
Figure IV.2 : couplage en parallèle.....	53
Figure IV.3: Couplage en série.....	54
Figure IV.4: la courbe caractéristique de la pompe E8S55/7A+MC850.....	61
Figure IV.5: la courbe caractéristique de la pompe HMU40-2/6D.....	62
Figure IV.6 : la courbe caractéristique de la pompe HMU40-2/7D.....	63
Figure IV.7: la courbe caractéristique de la pompe PM100/5A.....	64
Figure IV.8: Détermination du point de fonctionnement.....	65
Figure IV.9 : Point de fonctionnement de la pompe PM100/5A.....	66
Figure IV.10: Roue soumise à la cavitation.....	68
Figure IV.11: Schéma représentatif de la partie souterraine.....	75
Figure IV.12 : Schéma représentatif du bâtiment de la station de pompage.....	76
Figure IV.13 : Procédé par forage.....	78
Figure IV.14 : Eclatement de l'ancienne conduite.....	79
Figure IV.15 : Résultats de simulation du réseau projeté (cas de pointe).....	85
Figure IV.16 : Résultats de simulation du réseau projeté (cas de pointe+incendie).....	88

Chapitre V: Protection et entretien du réseau

Figure V.1.Emplacement d'un réservoir anti-bélier.....	94
Figure V.2 : Corrosion interne dans une conduite.....	98
Figure V.3 : Corrosion externe dans une conduite.....	99

Liste des planches

PLANCHE N°1 : PLAN DE MASSE DE DJEBABRA.

PLANCHE N°2 : PROFIL EN LONG ADDUCTION.

PLANCHE N°3 : PROFIL EN LONG DU RESEAU Tronçon R1-J7.

PLANCHE N°4 : PROFIL EN LONG DU RESEAU Tronçon R1-J16

INTRODUCTION GENERALE

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie. Tant que l'humanité ne s'est pas sédentarisée, le problème de l'eau se limitait à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivière, chute, source). Cependant, avec l'apparition de collectivités de plus en plus importantes, c'est-à-dire à la naissance des cités, l'urbanisation éloignait la population du milieu naturel et restreignait la diversité des sources d'approvisionnement, le besoin d'apporter cette eau à portée de la main s'est alors fait sentir. L'eau est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Avec le temps, les canalisations commencent à vieillir, les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade, les pertes d'eau et les casses augmentent, ce qui est un bon critère de vieillissement, lié aux caractéristiques des canalisations et de leur environnement.

Le vieillissement des réseaux urbains d'eau potable constitue depuis plusieurs années une préoccupation majeure des gestionnaires. Par conséquent, leur renouvellement devrait se rattacher à des considérations liées au vieillissement, en d'autres termes à la dégradation dans le temps de leurs caractéristiques d'origine. Mettre à niveau l'état et le fonctionnement des réseaux d'eau potable demande l'intervention des gestionnaires contre le vieillissement soit en rénovant des conduites existantes, ou en remplaçant certaines par des nouvelles, ou encore en installant de nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou pour renforcer la fiabilité du réseau.

Notre étude consiste à faire un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de djebabra(W.Blida), en passant par la présentation de l'état actuel du réseau et l'exposition de ces différents problèmes, ensuite donner les solutions technico-économiques nécessaires afin d'aboutir à un réseau capable d'assurer la desserte en eau pour l'agglomération à l'horizon d'étude 2041.

CHAPITRE

I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permettra de mener à bien notre étude.

I. Présentation de la zone d'étude

I.1 .Situation Géographique

La commune de Djebabra est située sur les hauteurs de l'atlas Blideen et à l'extrême est de la wilaya de Blida. Elle se trouve à 70 Km au Sud de la capitale, à 12 Km au Sud de Meftah et à 55 Km du Chef Lieu de wilaya de Blida.

La commune de DJEBABRA est limitée administrativement par :

- Au nord par la commune de MEFTAH.
- Au sud par la commune de SOUHANE.
- A l'est par la commune KHEMIS EL KHECHNA.
- A l'ouest par la commune LARBAA.

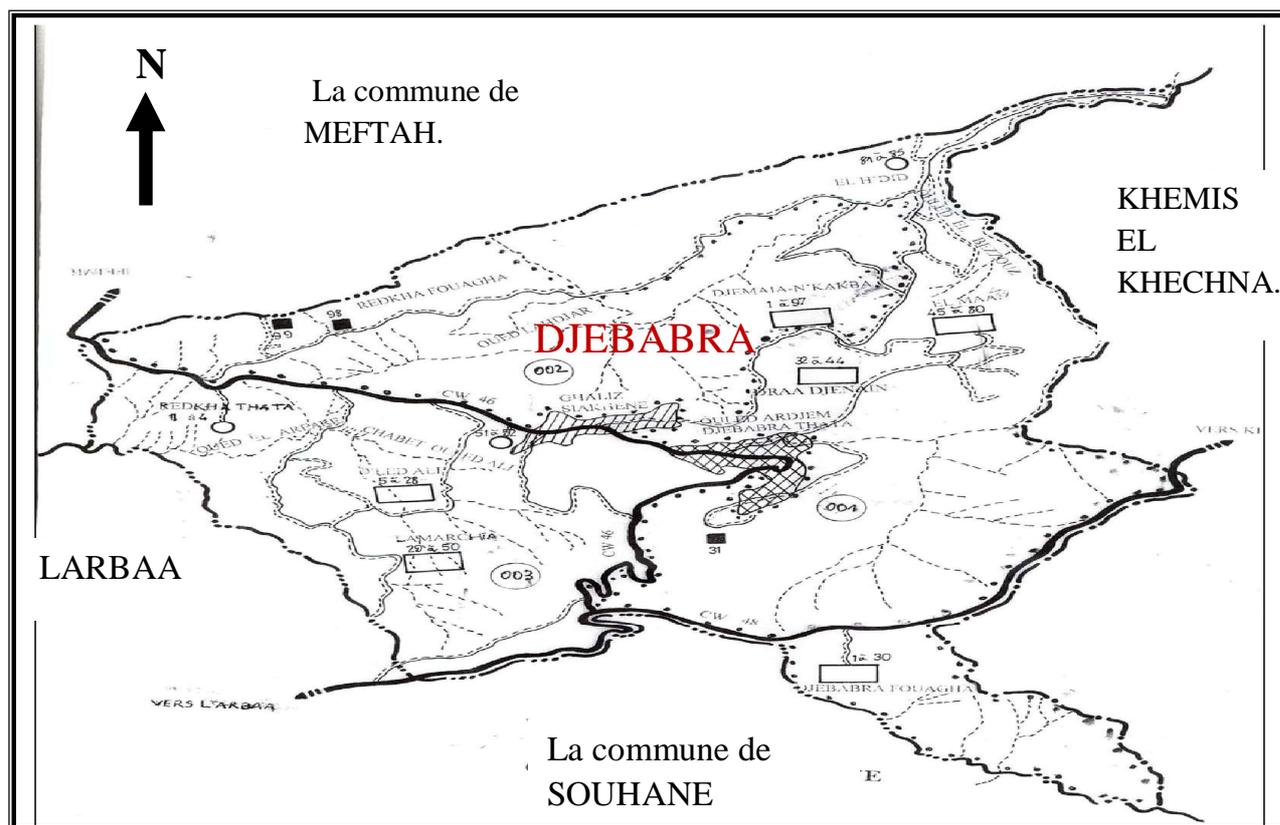


Figure I-1 : plan de délimitation (source D.R.E BLIDA).



Figure I.2 : Carte administrative de la wilaya de Blida (source D.R.E .BLIDA).

I.2. Situation climatique

I.2.1.Le Climat

La commune de DJEBABRA, par sa situation géographique jouit d'un climat méditerranéen avec des nuances continentales .Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivie d'une saison froide et humide d'octobre jusqu'au mois de mars.

I.2.2. Température

Le climat de DJEBABRA est semi-aride, il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale .La moyenne des températures du mois le plus chaud (le mois de juillet est de 33° C), tandis que les mois de janvier et février sont les mois les plus froids avec une température moyenne de 11°C.

Tableau I.1: Répartition mensuelle de la température.

Mois	Jan.	fév.	mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juill.	Aout.	Sep.	oct.	nov.	déc.
T(min)°C	6,4	7,7	12,6	12,9	17	22,2	26,5	27,3	22	17,1	13,4	10,5
T(moy)°C	11,3	12,3	15	16	20,3	24,2	33	31,9	25	20,2	14,8	14,2
T(max) °C	16,8	17,4	17,6	19,1	23,9	26,5	35,7	34,2	27,9	25,6	19,9	18,6

Source A.N.R.H (BLIDA).

I.2.3. Humidité

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83 % et de 60 à 63% respectivement pour les périodes allant de mois de novembre au mois de mars et du mois d'avril au mois de septembre.

I.2.4. pluviométrie

L'étude des précipitations joue un très grand rôle, pour le choix du type du réseau d'assainissement à adopter .elle donne donc aussi une idée sur la nécessité de projection des ouvrages spéciaux comme les déversoirs d'orages, ou encore des canaux pour les eaux pluviales servant de protection de l'agglomération contre les inondations.

Les pluies sont généralement irrégulières.la sécheresse caractérise les mois de juin, juillet et aout.

La commune de DJEBABRA est caractérisée par des précipitations mensuelles variant entre 1 et 119 mm/mois.

Tableau I.2: Pluie moyenne mensuelle (mm).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométrie (mm)	34	85	95	119	109	75	71	55	49	18	1	6

Source A.N.R.H (BLIDA).

I.3.Topographie

La commune de djebabra est caractérisée par un relief montagneux très accidenté avec des pentes très fortes, et des altitudes allant de 200m jusqu'à 750m.

I.4.Hydrogéologie

Le contexte hydrogéologique détermine la présence d'une nappe aquifère d'une profondeur moyenne qui varie de 10 à 20m, et elle est alimentée par :

- l'infiltration des eaux de pluie.
- l'infiltration des eaux des oueds.

I.5.Géologie

Cet ensemble montagneux est constitué de hautes collines d'altitudes atteignant les 700 m et séparées par les oueds LAHDJAR et BEZZOUZ.

La composition géologique de cette zone montagneuse est variable, des roches constituées d'argiles, des marnes, des grés et de quartzites

I.6.Sismicité

En ce qui concerne l'état sismique de la région de la MITIDJA, c'est une plaine dotée de secousses moyennes à faibles. Elle est classée en zone 2 et nécessite d'appliquer en construction les règles de sécurité parasismique en vigueur.

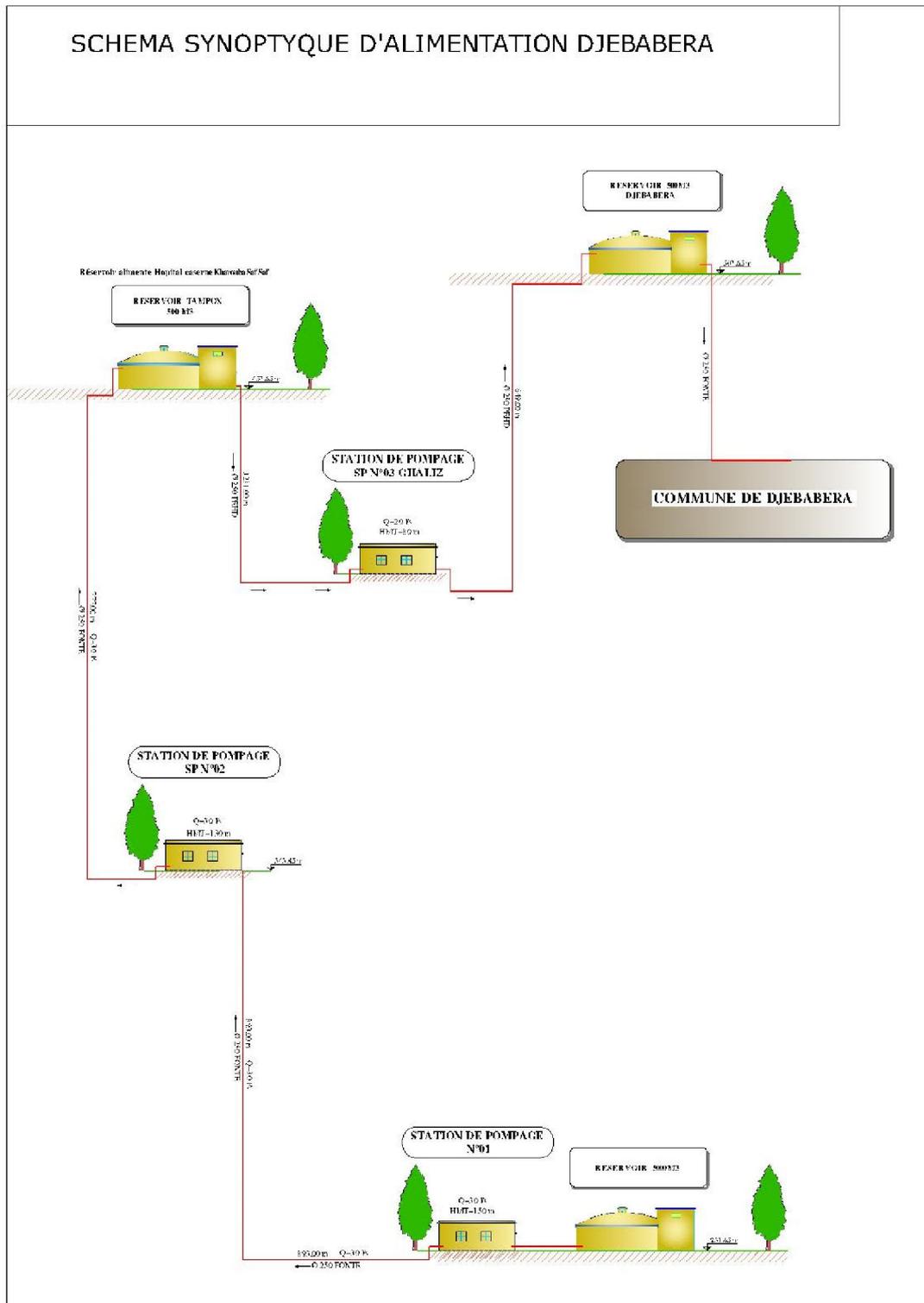
I.7.Situation Hydraulique de la commune de djebabra**I.7.1.Schéma actuel d'alimentation en eau potable de la commune****a) adduction**

La commune de Djebabera est alimentée actuellement à partir du réservoir de Meftah par une chaîne de refoulement suivant le schéma suivant :

L'eau est refoulée dans une conduite de diamètre 250 en fonte à partir du réservoir 5000 m³ vers une autre station de pompage située à une cote 343,85 m, ensuite on refoule l'eau vers un réservoir tampon R500 m³ situé à une cote 457,65 m à l'aide d'une conduite en fonte DN250 de longueur L=777 m.

À partir du réservoir tampon R500 l'eau s'écoule gravitairement vers la station de pompage Ghaliz située à une cote 438,19 m par une conduite de diamètre DN250 en PEHD avec une longueur 3281 m, ensuite la station de pompage refoule l'eau vers le réservoir Djebabera situé à une cote de 495 m par une conduite de diamètre 250 en PEHD de longueur L=649m.

Figure I.3 : Schéma synoptique d'AEP de djebabra



Source D.R.E de Blida.

b) Les ouvrages de stockage

Le stockage de l'eau potable de la commune Djebabera est assuré actuellement par un seul réservoir de 500 m³ semi-enterré. Qui se trouve à l'est de la commune.

Tableau I.3. : Réservoir de stockage.

Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote radier	Cote trop plein	Emplacement
Réservoir Semi enterré R ₁	500	495	498	Est de la commune

Source D.R.E de Blida

c) Distribution

A partir du réservoir de stockage R 500 m³ sort une conduite principale Ø250 de diamètre en acier. Celle-ci, en se reliant à d'autres conduites en acier, et en se prolongeant le long des rues de l'agglomération forme un ensemble de conduites maîtresses. L'ensemble de toutes ces différentes canalisations avec l'ensemble des équipements qui les accompagnent forment le réseau de distribution de la commune.

Le réseau de distribution qui couvre pratiquement la totalité du chef lieu et les autres hameaux en voisinage est de type combiné (ramifié+maille). Le réseau qui a été réalisé au fur et à mesure du développement et de l'extension de la commune est constitué en en acier avec des diamètres variant entre 63 et 250 mm et avec une longueur totale de L=13106 m.

d) L'état des sources

La commune de djebabra détient plusieurs sources destinées à l'alimentation en eau potable de l'agglomération et pour la bonne utilisation de ces dernières, les services de l'APC ont positionnés ces sources à l'aide d'un GPS et ont pu estimer leurs débits.

Tableau. I.4 : Tableau récapitulatif du débit et de la position des différentes sources :

N° du source	Coordonnée			Emplacement	Débit (l/s).
	X	Y	Z		
Source 01	525221.00	4050565.00	245	Ain tala aich	Q=3 l/s
Source 02	525063.00	4050567.00	240	Ain tazrout	Q=3 l/s
Source 03	523725.00	4048845.00	388	djmaia	Fontaine très faible débit
Source 04	522767.00	4048698.00	405	G'haliz	Fontaine faible débit
Source 05	522413.00	4047256.00	479	G'haliz	Fontaine faible débit
Source 06	522020.00	4046495.00	530	El Marchia	faible débit
Source 07	523496.00	4048609.00	436	Ecole	Fontaine faible débit
Source 08	523933.00	4048021.00	463	Djebabera Tehata	Fontaine faible débit
Source 09	523497.00	4046596.00	680	Djebabera fouaga	Fontaine faible débit
Source 10	5248584.00	404971.00	340	DJEMAIA	Fontaine très faible débit
Source 11	525107.00	4050596.00	245	Mamchia	Faible débit
Source 12	524417.00	4050537.00	277	Puits Djemaia	Débit moyen

Source A.P.C de DJEBABRA

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de cerner les données nécessaires des différents points de vue concernant la zone d'étude.

Après avoir défini notre région d'étude, nous avons constaté que la commune de djebabra est caractérisée par des reliefs très accidentés ce qui compliquera les travaux de réalisation du projet, et pour cela on doit projeter les meilleurs tracés pour le passage des conduites en prenant en considération les reliefs montagneux de la commune.

D'après cette présentation de notre zone d'étude on remarque une présence de ressources en eaux potables, malgré le débit limité fourni par ces sources leur exploitation est possible en projetant des captages au niveau de ces dernières, et cela pour apporter de nouveaux apports au réseau d'AEP de la commune de djebabra.

CHAPITRE

II

Estimation des besoins en eau

Introduction

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires à une agglomération urbaine ou rurale est délicate car elle dépend de la façon dont on se sert. Chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner. En général, la quantification rigoureuse des demandes en eau potable à satisfaire repose sur des données statistiques. Ces besoins sont évalués en deux étapes :

- Appréciation des besoins unitaires actuels relatifs à chaque catégorie de consommation. Evaluation des besoins globaux actuels du périmètre d'aménagement.
- Prévision des besoins en eau pour le futur et ce pour différents horizons. Notons que l'étude des prévisions doit tenir compte d'une double augmentation (besoins unitaires et nombre d'habitant).

II.1. Estimation de la population à l'horizon d'étude

En 2008, la population de la commune de DJEBABRA a été estimée à 3622 habitants, pour l'horizon d'étude, la population est calculée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon d'étude (hab).

P_0 : population de l'année de référence (hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population. [Égal à 3.0% dans cette région].

n : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

On calcule d'abord le nombre d'habitant à l'état actuel (2012) :

On a : $P_0(2008)=3622$ hab.

$\tau = 3.0\%$

$n = 4$ ans [2008 ÷ 2012]

$P_{2012}=4077$ hab.

Les calculs seront établis pour l'horizon 2041. D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation précédente.

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant actuel et à l'horizon d'étude :

Tableau II-1 : Evaluation de la population :

Années	Evaluation de la population [Hab.]
2012	4077
2041	9607

II.2. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimée en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i * N_i) / 1000 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- Q_i : dotation moyenne journalière par habitant en $\text{l}/\text{j}/\text{hab.}$;
- N_i : nombre de consommateurs ;

II.3. Besoins en eau par catégorie

II.3.1. Besoins domestiques

C'est l'eau utilisée pour les besoins personnels et d'hygiène et autres utilisations moins essentielles comme le lavage des biens et l'arrosage.

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et du mode de vie de la population. Le calcul des besoins en eau domestiques d'une agglomération exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

Pour notre projet, selon les services de l'APC de djebabra les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150 $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$

Tableau II-2 : Besoins en eaux domestiques :

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
2012	4077	150	611.55
2041	9607	150	1441.05

II.3.2. Besoins en eaux publics

Tableau II-3 : Récapitulation des besoins en eaux publics

CATEGORIE	équipements	nombre	effectif	dotation	besoins
				l/j/h	m ³ /j
équipements éducatifs	école primaire	2	900	20	18
	CEM	1	800	20	16
équipements administratifs	APC	1	20	15	0,3
	casernes militaires	3	120	60	7,2
	mosquées	2	800	20	16
équipements culturels et sportifs	stade	1	1	10000	10
	Autres activités	1	1	60000	60
	somme				127.5

II.3.3. Récapitulation des besoins en eaux de DJEBABRA

En partant de ces besoins estimés ci-dessus et en ajoutant les fuites dans les ouvrages et les réseaux, branchements illégaux, lavage des rues et irrigation des espaces verts....qui sont estimés à 20% de la consommation domestique pour un réseau moyennement entretenu, on aura les besoins totaux pour les différents horizons de la commune de DJEBABRA :

Tableau II-4 : Récapitulation des besoins en eaux de la commune de DJEBABRA.

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)
	actuel 2012	2041
besoins domestiques	611,55	1441,05
besoins des équipements.	127,5	127,5
majoration 20%	122,31	288,21
besoins en eau totaux (m ³ /j)	861,36	1856,76
besoins en eau totaux (l/s)	9,97	21,49

II.4. Estimation des débits a l'état actuel (2012)

II.4.1 Coefficient d'irrégularité

a) Coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{\text{max},j}$)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de l'année, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{\text{max},j} = \frac{Q_{\text{max},j}}{Q_{\text{moy},j}}$$

Ce rapport exprime combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{\text{max},j}$ varie entre 1,1 et 1,4. Pour notre cas on prend $K_{\text{max},j} = 1,3$ pour les besoins domestiques.

b) Coefficient d'irrégularité minimale journalière ($K_{\text{min},j}$)

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{\min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**. Pour notre cas on prend $K_{\min,j} = 0,8$ pour les besoins domestiques.

c) Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'aménagement des bâtiments, et du niveau du développement des équipements.

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

$$K_{\max,h} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy},h}} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du développement industriel, du retard de la consommation et des habitudes de la population il varie de **1,2** à **1,4** pour α_{\max} .

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,4$.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II-5 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-5 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
B_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **4077hab**, donc

$\beta_{\max} = 1,496$, d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1,4 * 1,496 = 2.094$$

$$K_{\max,h} = 2.094.$$

d) Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy},h}} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,6$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-6 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-6 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Donc pour notre cas on a le nombre d'habitant =4077hab, donc on prend $\beta_{\min} = 0,202$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0,6 * 0,202 = 0,121.$$

$$K_{\min,h} = 0,121.$$

II.5. Détermination des débits journaliers**II.5.1. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :**

C'est le débit du jour de la plus faible consommation pendant l'année.

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

On prend $K_{\min,j} = 0,8$ d'où $Q_{\min,j} = 0,8 \times 861.36 = 689.09 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 689.09 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5.2. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs des ouvrages de traitements et d'adduction d'eau (les stations de pompages, les conduites...).

Ce débit est calculé ainsi :

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

Avec :

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière ;

On prend $K_{\max,j}=1.3$ d'où $Q_{\max,j} = 1.3 \times 861.36 = 1119.77 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\max,j} = 1119.77 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.6. Détermination des débits horaires

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.6.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

$Q_{\text{moy},h} = 1119.77/24 = 46.66 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{moy},h} = 46.66 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.6.2. Débit maximal horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h}$$

Avec :

- $Q_{moy, h}$: débit moyen horaire en m^3/h
- $K_{max, h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire

On prend : $K_{max, h}=2.094$ d'où $Q_{max, h} = 2.094 \times 46.66 = 97.71 m^3/h$

$$Q_{max, j} = 97.71 m^3/h.$$

II.6.3. Débit minimal horaire

$$Q_{min, h} = K_{min, h} \times Q_{moy, h}$$

Avec :

- $Q_{moy, h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $K_{min, h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

On prend $K_{min, h}=0.121$ d'où $Q_{min, h} = 0,121 \times 46.66 = 5.64 m^3/h$

$$Q_{min, h} = 5.64 m^3/h.$$

II.6.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (Annexe. I).

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas on choisie la répartition moins 10000. (Puisque le nombre d'habitants actuel est **4077** hab.) ; Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau II.7 :

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante:

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{max, j}}{100} (m^3 / h)$$

- Q_h : Débit horaire nécessaire
- $Q_{max, j}$: Débit maximal journalière nécessaire
- $P\%$: Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l'horizon actuel de notre agglomération est indiquée dans le tableau suivant :

Tableau II-7 : La répartition horaire du débit de consommation journalière.

Horaire	Agglomération		Ordonnées de la de la courbe intégrale	
	$Q_{\max,j} = 1119,77$			
h	%	(m3/h)	%	(m3/h)
0-1	1	11,20	1	11,20
1--2	1	11,20	2	22,40
2--3	1	11,20	3	33,59
3--4	1	11,20	4	44,79
4--5	2	22,40	6	67,19
5--6	3	33,59	9	100,78
6--7	5	55,99	14	156,77
7--8	6,5	72,79	21	229,55
8--9	6,5	72,79	27	302,34
9--10	5,5	61,59	33	363,93
10--11	4,5	50,39	37	414,31
11--12	5,5	61,59	43	475,90
12--13	7	78,38	50	554,29
13--14	7	78,38	57	632,67
14--15	5,5	61,59	62	694,26
15--16	4,5	50,39	67	744,65
16--17	5	55,99	72	800,64
17--18	6,5	72,79	78	873,42
18--19	6,5	72,79	85	946,21
19--20	5	55,99	90	1002,19
20--21	4,5	50,39	94	1052,58
21--22	3	33,59	97	1086,18
22--23	2	22,40	99	1108,57
23--24	1	11,20	100	1119,77
TOTAL	100	1119,77		

On trouve :

$$Q_{\max, h} = 78.38 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min, h} = 11.20 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.6.5. Détermination des graphiques de consommation actuelle.

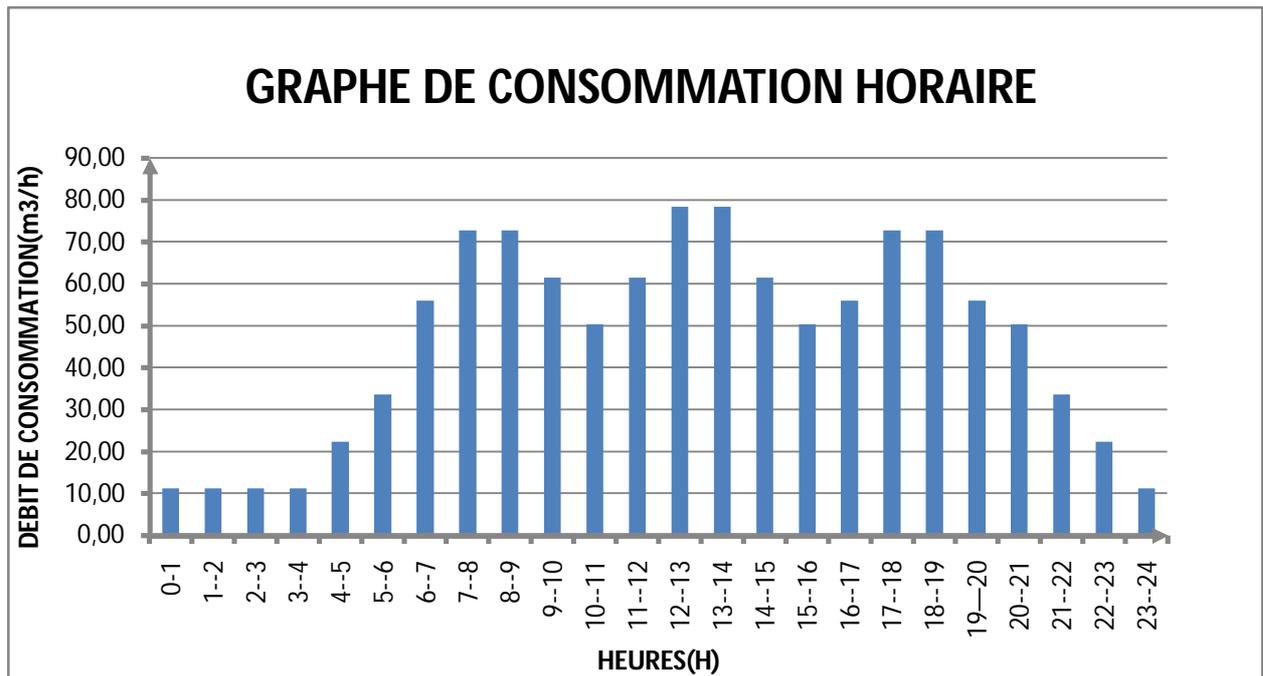


Figure II.1: Diagramme à barres représente la consommation actuelle.

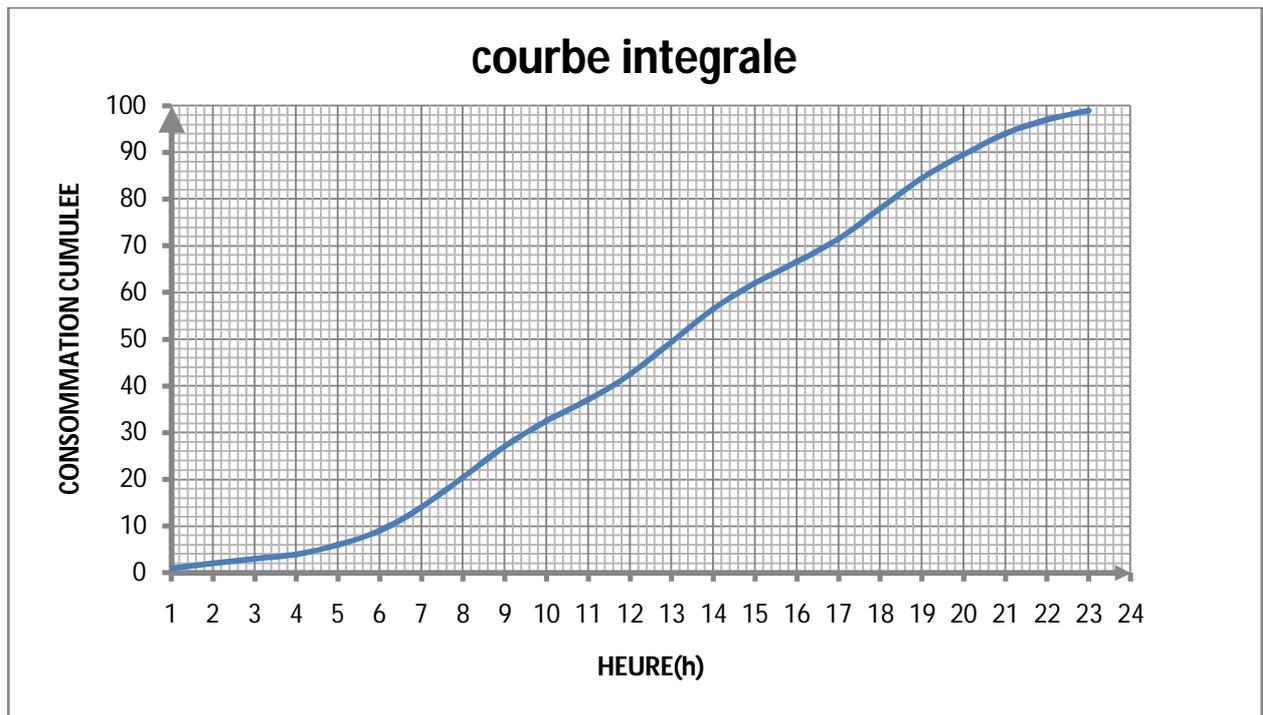


Figure II.2 : Graphique de consommation cumulée actuelle.

II.7. Estimation des débits de consommation a l'horizon 2041 :**II.7.1. Le débit moyen journalier**

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau II-8 suivant :

Tableau II-8 : Evaluation du débit moyen journalier pour 2041

horizon	Besoins domestique (m3/j)	Besoins publics (m3/j)	majoration 20%	débit moyen (m3/j)
2041	1441,05	127,5	288,21	1856,76

II.7.2. Le débit maximal et minimal journalier**Tableau II-9 :** Evaluation des débits maximal et minimum journaliers

horizon	Kmax,j	Kmin, j	Qmin,j	Qmax,j
2041	1,30	0,80	1485,41	2413,79

II.7.3. Le débit maximal et minimal horaire :**Tableau II -10 :** Evaluation des débits horaires

horizon	Qmoy, h	α_{max}	β_{max}	Kmax,h	α_{min}	β_{min}	Kmin,h	Qmax,h	Qmin,h
2041	100,57	1,4	1,31	1,834	0,6	0,385	0,231	184,45	23,23

II.7.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II. (Annexe II.1).

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas on choisie la répartition moins 10000. (Puisque le nombre d'habitants est **9607** hab.) ; Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau II.11 :

Tableau II-11 : La répartition horaire du débit de consommation journalière maximale.

Horaire	Agglomération		Ordonnées de la courbe intégrale	
	$Q_{\max,j} = 2413,79$			
h	%	(m3/h)	%	(m3/h)
0-1	1	24,14	1	24,14
1--2	1	24,14	2	48,28
2--3	1	24,14	3	72,41
3--4	1	24,14	4	96,55
4--5	2	48,28	6	144,83
5--6	3	72,41	9	217,24
6--7	5	120,69	14	337,93
7--8	6,5	156,90	21	494,83
8--9	6,5	156,90	27	651,72
9--10	5,5	132,76	33	784,48
10--11	4,5	108,62	37	893,10
11--12	5,5	132,76	43	1025,86
12--13	7	168,97	50	1194,83
13--14	7	168,97	57	1363,79
14--15	5,5	132,76	62	1496,55
15--16	4,5	108,62	67	1605,17
16--17	5	120,69	72	1725,86
17--18	6,5	156,90	78	1882,76
18--19	6,5	156,90	85	2039,65
19--20	5	120,69	90	2160,34
20--21	4,5	108,62	94	2268,96
21--22	3	72,41	97	2341,38
22--23	2	48,28	99	2389,65
23--24	1	24,14	100	2413,79
TOTAL	100	2413,79		

II.7.5. Détermination des graphiques de consommation à l’horizon 2041.

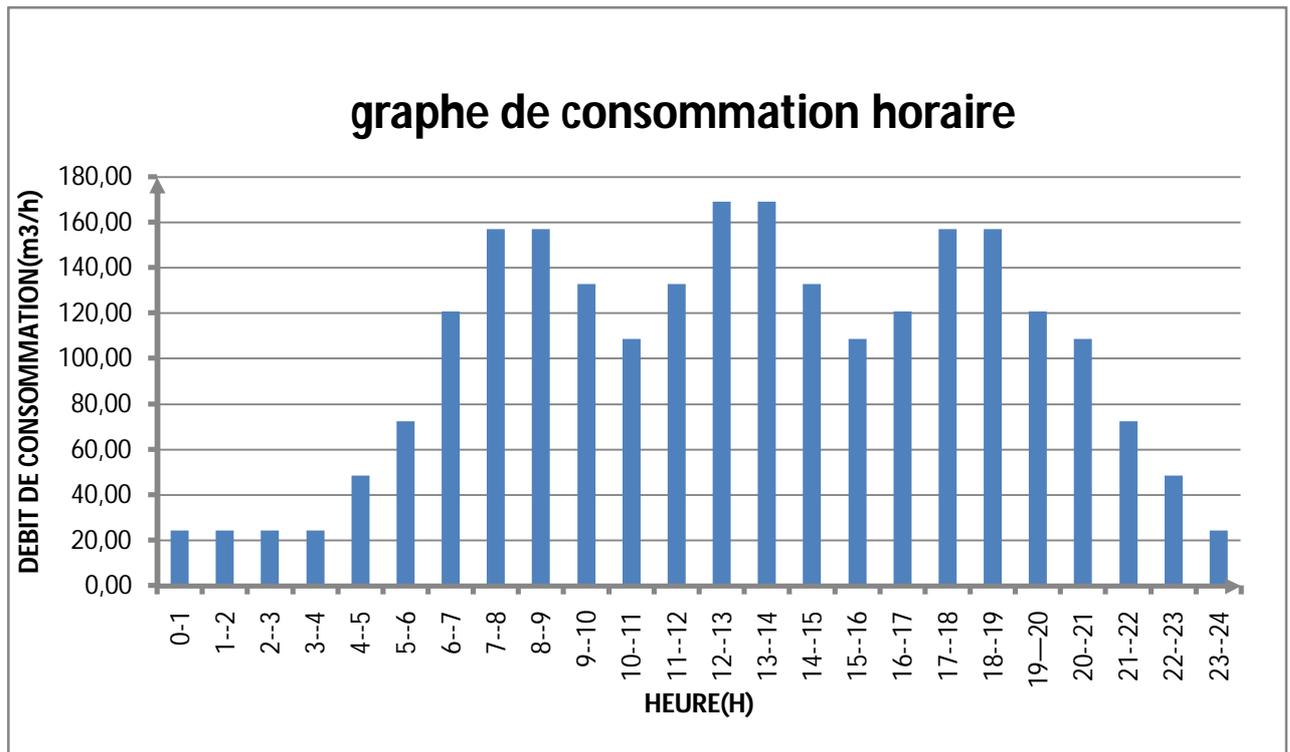


Figure II.3: Diagramme à barres représente la consommation horaire à l’horizon 2041.

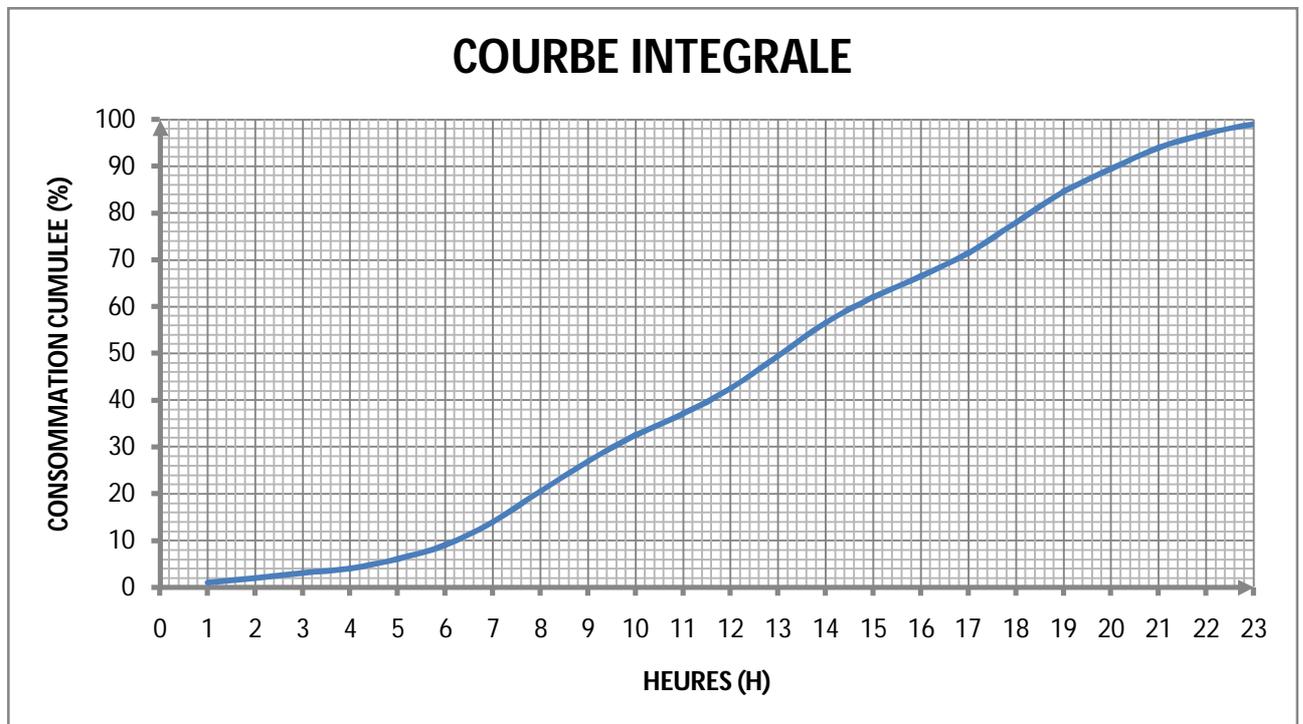


Figure II.4 : Graphique de consommation cumulée à l’horizon 2041.

A partir du tableau II.11 :

$$Q_{\max, h} = 168.97 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\min, h} = 24.14 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.8. Détermination des débits à l'état actuel

La détermination des débits dans un réseau de distribution s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

II.8. 1. Cas de pointe

D'après le tableau II.7 de la consommation horaire de notre agglomération, on constate que la pointe est entre 12h et 13h :

$$Q_{\text{pte}} = 78.38 \text{ m}^3/\text{h} = 21.77 \text{ L/s}$$

Q_{pte} : Débit de Pointe de consommation

a. Débit route

Le débit route est estime de la manière suivante :

$$Q_{\text{rte}} = Q_{\text{pte}} - \Sigma Q_{\text{cc}}$$

Avec : $\Sigma Q_{\text{cc}} = \Sigma Q_{\text{ind}} = 0$

Donc : $Q_{\text{rte}} = Q_{\text{pte}} = 21.77 \text{ L/s}$

b. Débit spécifique

$$Q_{\text{sp}} = Q_{\text{route}} / \Sigma L$$

Avec : ΣL = La somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route.

$$\Sigma L_i = 13106 \text{ ml}.$$

$$\text{AN : } q_{\text{sp}} = \frac{21.77}{13106} = 0,0017 \text{ L/s} \times \text{ml}$$

c. Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte, i} = q_{sp} \times L_i$$

Avec : q_{sp} : Débit spécifique en l/s/ml

L_i : Longueur du tronçon de l'ordre i.

e. Calcul du Débit nodal

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r$$

Où : Q_{ni} : Débit au nœud.

ΣQ_r : Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.

Les tableaux suivants présentent les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau à l'état actuel :

Tableau II.12 : Calcul des débits nodaux du réseau à l'état actuel.

N° du nœud	tronçon	Longueur(m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	0.5ΣQr (l/s)
J1	P2	514,07	0,0017	0,87	0,83
	P3	468,04		0,80	
J2	P2	514,07		0,87	2,08
	P4	410,77		0,70	
	P5	1527,83		2,60	
J3	P4	410,77		0,70	1,40
	P6	744,15		1,27	
	P7	304,12		0,52	
	P8	184,95		0,31	
J4	P6	744,15		1,27	0,63
J5	P7	304,12		0,52	0,45
	P9	56,16		0,10	
	P10	174,88		0,30	
J6	P10	174,88		0,30	0,46
	P11	84,79		0,14	
	P12	282,83		0,48	
J7	P13	367,32		0,62	0,67
	P14	220,18		0,37	
	P15	198,76		0,34	
J8	P9	56,16		0,10	0,36
	P13	367,32	0,62		
J9	P14	220,18	0,37	0,19	
J10	P12	230,46	0,39	0,36	
	P15	198,76	0,34		
J11	P8	184,95	0,31	0,23	
	P11	84,79	0,14		
J12	P3	468,04	0,80	1,09	
	P16	390,96	0,66		
	P17	421,06	0,72		
J13	P16	390,96	0,66	0,61	
	P19	276,87	0,47		
	P22	55,44	0,09		

Tableau II.12 : Calcul des débits nodaux du réseau à l'état actuel (suite).

N° du nœud	tronçon	Longueur(m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	0.5ΣQr (l/s)
J14	P17	421,06	0,0017	0,72	0,69
	P18	113,25		0,19	
	P19	276,87		0,47	
J15	P18	113,25		0,19	0,68
	P20	106,48		0,18	
	P21	581,4		0,99	
J16	P20	106,48		0,18	0,09
J17	P21	581,4		0,99	0,49
J18	P22	55,44		0,09	2,18
	P23	678,22		1,15	
	P24	1828,36		3,11	
J19	P5	1527,83		2,60	2,94
	P23	678,22		1,15	
	P25	1251,26		2,13	
J20	P24	1828,36		3,11	2,34
	P26	923,72	1,57		
J21	P25	1251,26	2,13	2,65	
	P26	923,72	1,57		
	P27	940,26	1,60		
J22	P27	940,26	1,60	0,80	

II.8.2.Cas de pointe +incendie

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit d'incendie nécessaire qui est de **17L/s** donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable, c.à.d.au nœud **J1** de cote de terrain **435,65**.

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré

Donc :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r + Q_{cc}$$

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) Sauf au nœud **J1** qui devient :

$$Q_{N^{\circ}22} = 0,83 + 17 = 17,83 \text{ L/s}$$

Conclusion

Après l'analyse des besoins en eau de la commune de djebabra, nous avons remarqué que le nombre de la population de djebabra a augmenté d'une façon importante à l'horizon d'étude, et donc la consommation en eau potable sera considérablement très importante, pour cela il est nécessaire de revoir le dimensionnement du réseau et son comportement hydraulique, et ça en faisant une simulation hydraulique de ce dernier.

CHAPITRE

III

*Simulation hydraulique du réseau
existant*

Introduction

Le diagnostic a pour but de présenter l'état des lieux du service d'AEP et de proposer des solutions techniques appropriées qui répondent aux préoccupations de la population de la commune de djebabra pour :

- Garantir à la population actuelle et future des solutions durable pour une alimentation en eau en quantité et en qualité suffisante.
- Optimiser la gestion des services et des investissements nouveaux ou de renouvellements des équipements en place.

III.1. Dimensionnement du réseau

Une fois le dimensionnement des conduites fait, il faut trouver les débits réels des tronçons avec leurs sens et les pressions au niveau des nœuds.

III.1.1. Calcul de la perte de charge

a) Définition

La perte de charge entre deux points A et B d'une canalisation est la différence de côte piézométrique entre ces deux points.

$$\Delta H_{AB} = C_pA - C_pB$$

Avec :

ΔH_{AB} : perte de charge entre A et B.

C_pA : côte piézométrique en A.

C_pB : côte piézométrique en B.

Les pertes de charges sont des pertes d'énergies spécifiques et dépendent de la forme, des dimensions et de la rugosité de la canalisation, et de la vitesse d'écoulement et de la viscosité du liquide.

On distingue deux types de pertes de charge :

- perte de charge linéaire.
- perte de charge singulière.

b) Perte de charge linéaire

Les pertes de charges linéaires représentent les pertes d'énergies dues aux frottements visqueux du fluide le long d'une conduite de section constante.

Entre deux points séparés par une longueur L, dans une conduite de diamètre D, apparaît donc une perte de charge linéaire ΔH_L exprimée sous la forme suivante :

Formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

Avec :

L: Longueur de la conduite ;

D : Diamètre de la conduite ;

g : accélération de la pesanteur [m/s²] ;

λ : Coefficient de frottement linéaire.

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \operatorname{Ln} \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}).$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{Formule de Colebrook}).$$

c) Perte de charge singulière

Elle est provoquée par la perturbation de l'écoulement due aux différentes singularités rencontrées (vannes, élargissement,...etc.)

Pour avoir de bons résultats, on doit tenir compte de la perte de charge singulière, Qui est prise en pratique ente 10% et 15% des pertes de charge linéaire pour les Réseaux de distribution.

$$\square H_s = (10 \div 15) \% \square H_L$$

III.2. la simulation hydraulique du réseau existant

Après le calcul des besoins en eau, nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **Water CAD**. On va vérifier la fiabilité de notre réseau c.à.d. déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel.

La méthode de HARDY-CROSS est la plus ancienne et encore la plus utilisée des méthodes de calcul des réseaux de distribution, devenue aujourd'hui plus malléable avec l'outil informatique. La méthode de HARDY-CROSS repose sur deux principes qui sont :

- **Premier principe** : Pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants.
- **Deuxième principe** : La somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle.

III.3. Résultats de la simulation hydraulique du réseau existant

III.3.1.CAS DE POINTE

TABLEAU III.1 : Les résultats de la simulation pour les conduites du réseau existant

tronçon	Start Node	Stop Node	Diamètre (mm)	Matériau	débit (L/s)	vitesse (m/s)	longueur(m)	PDC(m)
P-1	R-1	J-1	250	ACIER	22,27	0,45	510,05	0,51
P-2	J-1	J-2	160	ACIER	9,38	0,47	514,07	0,51
P-4	J-2	J-3	160	ACIER	4,8	0,24	410,77	0,04
P-6	J-3	J-4	60	ACIER	0,63	0,22	744,15	0,74
P-7	J-3	J-5	110	ACIER	0,77	0,08	304,12	0,03
P-10	J-6	J-5	110	ACIER	0,35	0,05	174,88	0,02
P-11	J-11	J-6	160	ACIER	1,77	0,09	84,79	0,01
P-8	J-3	J-11	160	ACIER	2	0,1	184,95	0,02
P-9	J-5	J-8	110	ACIER	0,68	0,03	56,16	0,01
P-13	J-8	J-7	160	ACIER	0,32	0,02	367,32	0,04
P-15	J-10	J-7	160	ACIER	0,54	0,03	198,76	0,02
P-12	J-6	J-10	160	ACIER	0,95	0,05	282,83	0,03
P-14	J-7	J-9	110	ACIER	0,19	0,02	220,18	0,02
P-5	J-2	J-19	110	ACIER	2,5	0,26	1527,83	1,53
P-23	J-18	J-19	110	ACIER	3,24	0,34	678,22	0,68
P-22	J-13	J-18	110	ACIER	8,41	0,88	55,44	0,39
P-16	J-12	J-13	160	ACIER	6,79	0,34	390,96	0,39
P-3	J-1	J-12	200	ACIER	12,06	0,38	468,04	0,47
P-17	J-12	J-14	160	ACIER	4,18	0,21	421,06	0,04
P-19	J-14	J-13	100	ACIER	2,23	0,23	276,87	0,28
P-18	J-14	J-15	160	ACIER	1,26	0,06	113,25	0,01
P-20	J-15	J-16	110	ACIER	0,09	0,01	106,48	0,01
P-21	J-15	J-17	160	ACIER	0,49	0,02	581,4	0,06
P-24	J-18	J-20	110	ACIER	2,99	0,32	1828,36	1,83
P-26	J-20	J-21	110	ACIER	0,65	0,07	923,72	0,09
P-25	J-19	J-21	110	ACIER	2,8	0,29	1251,26	1,25
P-27	J-21	J-22	110	ACIER	0,8	0,08	940,26	0,09

Tableau.III.2 : Les résultats de la simulation pour les nœuds du réseau existant

nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	cote piézométrique (m)	pression(m)	Pression (bar)
J-1	435,65	0,83	494,62	58,97	5,90
J-2	399,14	2,08	493,95	94,81	9,48
J-3	411,67	1,4	493,79	82,12	8,21
J-4	428,32	0,63	493,01	64,69	6,47
J-5	374,77	0,45	493,76	118,99	11,90
J-6	392,65	0,46	493,77	101,12	10,11
J-11	399,39	0,23	493,77	94,38	9,44
J-8	370,24	0,36	493,76	123,52	12,35
J-7	364,02	0,67	493,76	129,74	12,97
J-10	366,52	0,41	493,76	127,24	12,72
J-9	349,04	0,19	493,76	144,72	14,47
J-19	377,36	2,94	492,87	115,51	11,55
J-18	443,93	2,18	493,64	49,71	4,97
J-13	442,89	0,61	494,01	51,12	5,11
J-12	460,18	1,09	494,29	34,11	3,41
J-14	472,43	0,69	494,17	21,74	2,17
J-15	462,86	0,68	494,16	31,3	3,13
J-16	454,55	0,09	494,16	39,61	3,96
J-17	465,03	0,49	494,16	29,13	2,91
J-20	409,2	2,34	491,84	82,64	8,26
J-21	377,37	2,65	491,78	114,41	11,44
J-22	287,69	0,8	491,70	204,01	20,40

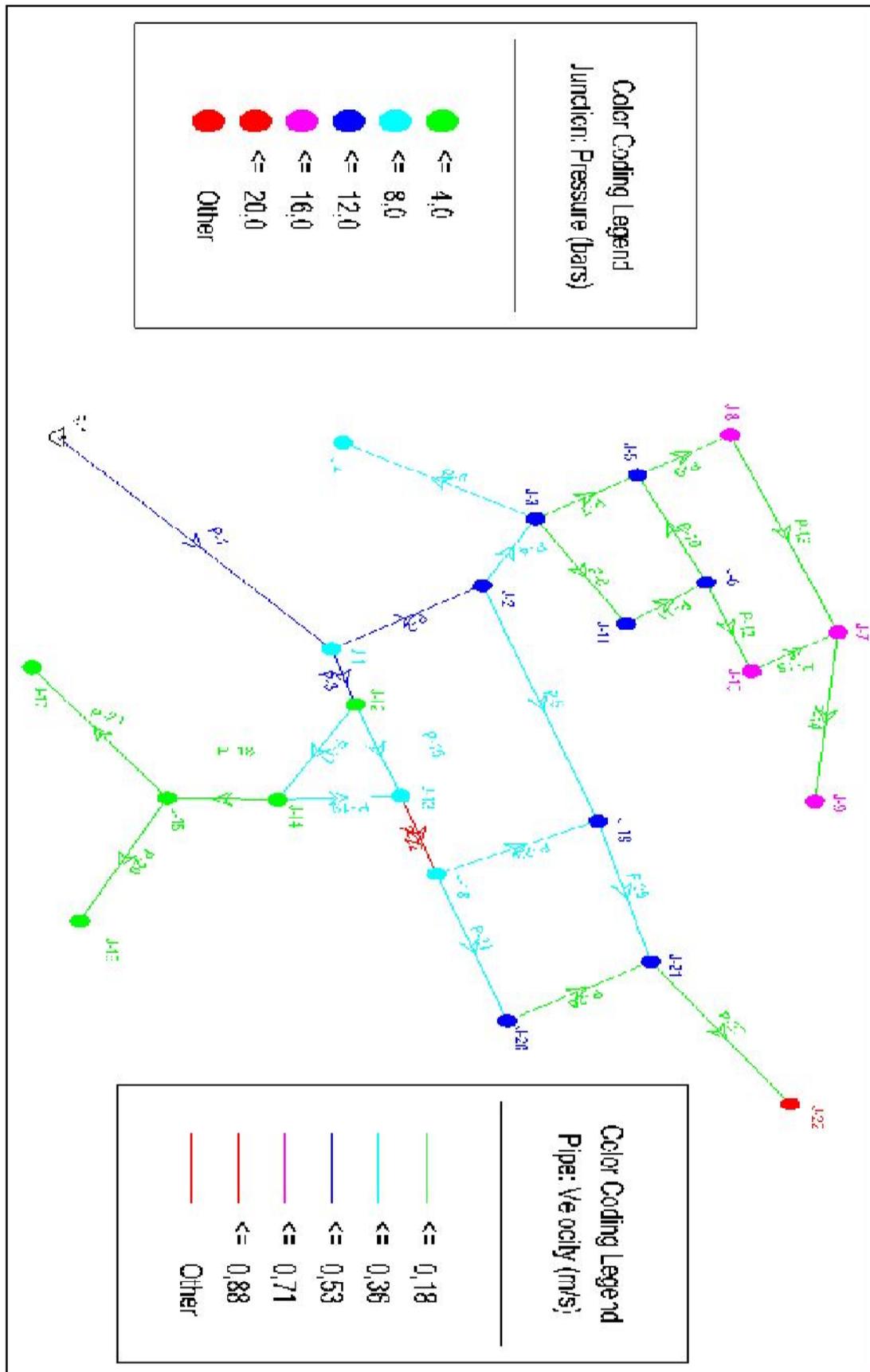


Figure III.1 : Résultats de simulation du réseau existant (cas de pointe).

III.3.2. CAS DE POINTE+INCENDIE

TABLEAU.III.3. : Les résultats de la simulation pour les conduites du réseau existant

tronçon	Start Node	Stop Node	Diamètre (mm)	Matériau	débit (L/s)	vitesse (m/s)	longueur(m)	PDC(m)
P-1	R-1	J-1	250	ACIER	39,27	0,8	510,05	1,02
P-2	J-1	J-2	160	ACIER	14,07	0,7	514,07	1,54
P-4	J-2	J-3	160	ACIER	4,8	0,24	410,77	0,04
P-6	J-3	J-4	60	ACIER	0,63	0,22	744,15	0,74
P-7	J-3	J-5	110	ACIER	0,74	0,08	304,12	0,03
P-10	J-6	J-5	110	ACIER	0,35	0,04	174,88	0,02
P-11	J-11	J-6	160	ACIER	1,8	0,09	84,79	0,01
P-8	J-3	J-11	160	ACIER	2,03	0,1	184,95	0,02
P-9	J-5	J-8	110	ACIER	0,64	0,07	56,16	0,01
P-13	J-8	J-7	160	ACIER	0,28	0,01	367,32	0,04
P-15	J-10	J-7	160	ACIER	0,58	0,03	198,76	0,02
P-12	J-6	J-10	160	ACIER	0,99	0,05	282,83	0,03
P-14	J-7	J-9	110	ACIER	0,19	0,02	220,18	0,02
P-5	J-2	J-19	110	ACIER	7,19	0,76	1527,83	7,64
P-23	J-18	J-19	110	ACIER	8,44	0,89	678,22	4,75
P-22	J-13	J-18	110	ACIER	20,72	2,18	55,44	1,94
P-16	J-12	J-13	160	ACIER	15,55	0,77	390,96	1,17
P-3	J-1	J-12	200	ACIER	24,37	0,78	468,04	1,40
P-17	J-12	J-14	160	ACIER	7,74	0,38	421,06	0,42
P-19	J-14	J-13	100	ACIER	5,79	0,61	276,87	0,83
P-18	J-14	J-15	160	ACIER	1,26	0,06	113,25	0,01
P-20	J-15	J-16	110	ACIER	0,09	0,01	106,48	0,01
P-21	J-15	J-17	160	ACIER	0,49	0,02	581,4	0,06
P-24	J-18	J-20	110	ACIER	10,1	1,06	1828,36	16,46
P-26	J-20	J-21	110	ACIER	7,76	0,82	923,72	5,54
P-25	J-19	J-21	110	ACIER	12,69	1,34	1251,26	17,52
P-27	J-21	J-22	110	ACIER	17,8	1,87	940,26	25,39

TABLEAU.III.4. : Les résultats de la simulation pour les nœuds du réseau existant

nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	cote piézométrique (m)	pression(m)	pression (bar)
J-1	435,65	0,83	493,92	58,27	5,83
J-2	399,14	2,08	492,49	93,35	9,34
J-3	411,67	1,4	492,33	80,66	8,07
J-4	428,32	0,63	491,55	63,23	6,32
J-5	374,77	0,45	492,31	117,54	11,75
J-6	392,65	0,46	492,31	99,66	9,97
J-11	399,39	0,23	492,31	92,92	9,29
J-8	370,24	0,36	492,3	122,06	12,21
J-7	364,02	0,67	492,3	128,28	12,83
J-10	366,52	0,41	492,3	125,78	12,58
J-9	349,04	0,19	492,3	143,26	14,33
J-19	377,36	2,94	484,87	107,51	10,75
J-18	443,93	2,18	489,42	45,49	4,55
J-13	442,89	0,61	491,39	48,5	4,85
J-12	460,18	1,09	492,7	32,52	3,25
J-14	472,43	0,69	492,31	19,88	1,99
J-15	462,86	0,68	492,31	29,45	2,95
J-16	454,55	0,09	492,31	37,76	3,78
J-17	465,03	0,49	492,31	27,28	2,73
J-20	409,2	2,34	472,31	63,11	6,31
J-21	377,37	2,65	467	89,63	8,96
J-22	287,69	17,8	441,86	154,17	15,42

CONSTAT :

Après cette simulation hydraulique du réseau de distribution à l'état actuel, on va donner un inventaire des problèmes rencontrés sur le réseau de distribution :

- Dans les deux cas, on remarque que les pressions sont fortes au niveau de la plupart des nœuds, et elles dépassent la fourchette des pressions dans un réseau (2 bar-6 bar), ce qui est à l'origine des fuites enregistrées au niveau du réseau de distribution de djebabra.
- On remarque que les vitesses sont faibles dans la majorité des conduites du réseau, Ces vitesses faibles favorisent la formation du tartre. Ce dernier dans les conduites d'AEP provoque avec le temps la diminution de la section d'écoulement d'eau et dans la conduite d'une manière considérable, donc l'augmentation des pertes de charges au niveau du réseau.
- on a un mauvais choix initial du diamètre car vu les résultats trouvés dans cette simulation (forte pression ; faible vitesse), on a un surdimensionnement du réseau de distribution.

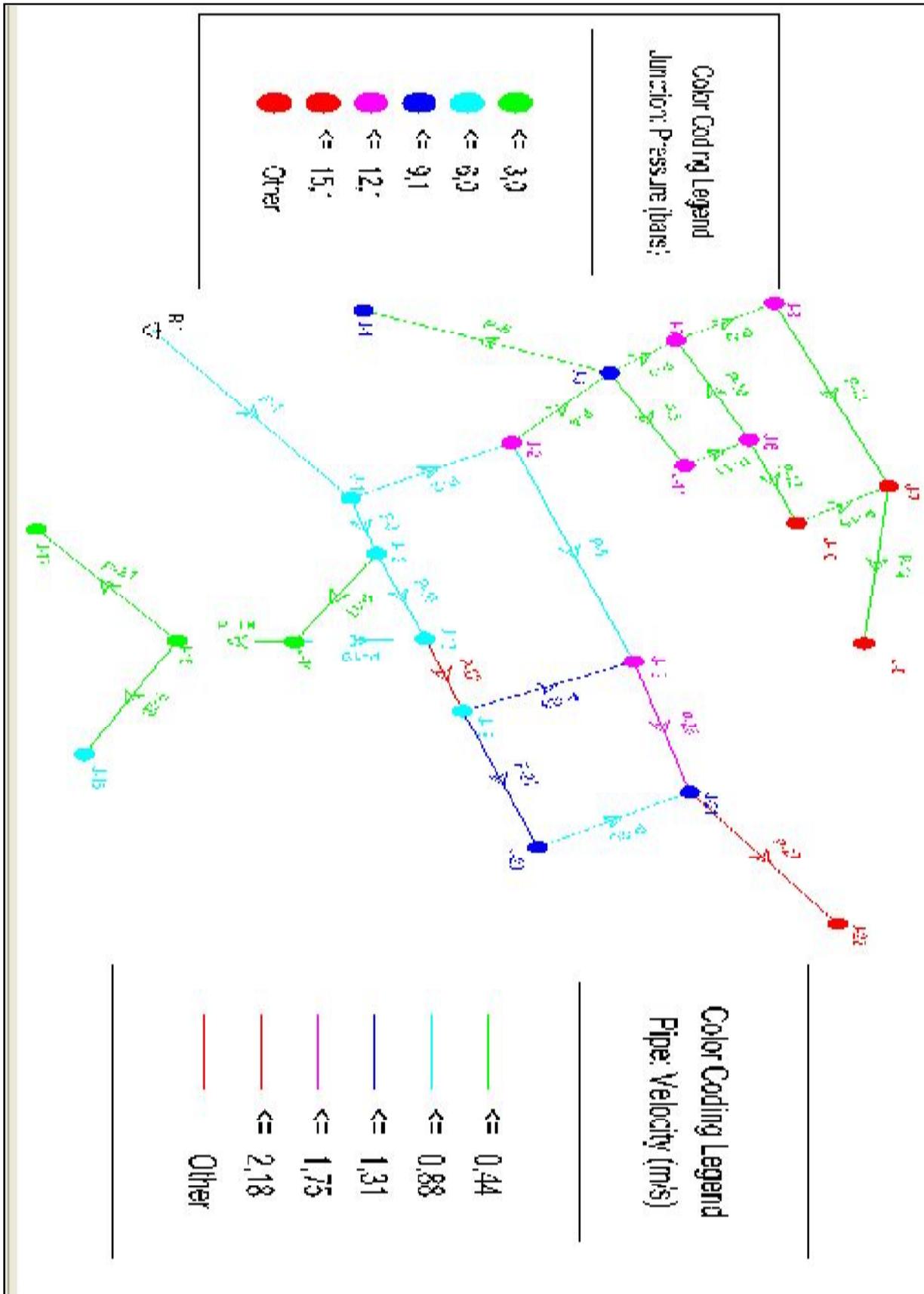


Figure III.2 : Résultats de simulation du réseau existant (cas de pointe+incendie).

III.4.Recommandation pour l'aménagement du réseau d'AEP de djebabra :**III.4.1.Concernant le réseau de distribution existant**

Pour avoir un bon fonctionnement du réseau d'AEP de la commune de DJEBABRA, on doit prévoir des solutions pour résoudre les problèmes rencontrés dans ce dernier :

- Réduire les pressions fortes au niveau de la plupart des nœuds soit en diminuant les diamètres des conduites ou bien en plaçant des réducteurs de pression.
- Aménager le réseau avec les différents accessoires tel que les vannes et les bouches d'incendie.
- Après l'analyse de l'état physique du réseau de distribution, on remarque la dégradation visible de la majorité des conduites surtout au niveau des joints, donc on doit changer ses conduites avec des autres en PEHD.

III.4.2.Concernant les ressources

Nous avons déjà fait le calcul des besoins en eau, on est arrivé à déterminer les débits maximums journaliers pour les différents horizons de calcul, donc on peut faire une petite analyse sur le taux de satisfaction de ces besoins.

Le bilan ressources/besoins pour différents horizons est dressé dans le tableau II-5

Tableau III-5: Balance ressources/besoins

Désignation	Actuel	2041
Consommation maximale (m3/j)	1119,77	2413,79
Ressources disponibles (m3/j)	965,32	
L'excès (m3/j)	0	0
Déficit (m3/j)	154,45	1448,47
Déficit (L/s)	1,79	16,76

Pour renforcer le débit afin de satisfaire les besoins en eau pour l'horizon d'étude et à l'état actuel, on doit proposer de nouveaux apports pour la commune et pour en faire il faut :

- Transférer la source d'Ain TAZROUT avec une capacité de production de 3 l/s.
- Transférer la source d'Ain TALA AICH avec une capacité de production de 3 l/s.
- Implanter un nouveau forage F1= 20 l/s afin de combler le déficit d'eau.

III.4.3. Concernant les stations de pompages

La station de pompage existante G'haliz contient une bache de reprise de 50m³ de forme circulaire, construite en béton arme et équipé d'une pompe à axe horizontal avec un débit $Q=20$ l/s et HMT =80m ; l'arrivée se fait par une conduite en fonte de diamètre 250 mm venant du réservoir 500m³ de Meftah. Elle refoule l'eau vers le réservoir 500m³ de djebabra, et vue que la station se trouve dans un quartier dense et très proche de la population nous recommandons :

- de construire une clôture pour bien protéger la bache de reprise contre toute forme de pollution.
- Faire l'entretien des autres équipements pour leurs préservations.
- Installation d'un extincteur à poudre
- projeter une station de pompage SP1 pour transférer l'eau à partir des captages Ain TAZROUT et Ain TALA AICH et le forage F1 vers le réservoir 500m³ projeté.

III.4.4. Concernant les adductions

Pour les adductions, nous recommandons :

- Projeter une conduite en PEHD, reliant la station de reprise SP1 projetée et le réservoir 500m³ projeté.
- Maintenir la conduite d'adduction Ø250 en fonte qui est en bon état ; reliant la station de pompage SP N°02 et réservoir tampon.
- Maintenir la conduite d'adduction Ø250 en PEHD qui est en bon état ; reliant le réservoir tampon et la station de pompage existante Ghaliz.
- Maintenir la conduite d'adduction Ø250 en PEHD qui est en bon état ; reliant la station de pompage existante Ghaliz et le réservoir 500m³ existant.

III.4.5. Concernant les ouvrages de stockage

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on a recours soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique. Dans ce projet on a opté pour la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation.
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé un régime de pompage de **16 heures**.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures.

La capacité du réservoir est déterminée par la formule suivante :

$$V_u = [a\% \cdot Q_{\max j}]/100$$

D'après le tableau III.6 notre a% sera égal à la pointe la positive a% = 16

$$\text{On a } Q_{\max j} = 1219,22 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_u = 16 \cdot 1219,22 \text{ m}^3 / 100 = 195,075 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera : $V = V_u + V_{\text{inc}}$ donc : $V = 195 + 120 = 315 \text{ m}^3$

Tableau III-6 : calcul du volume du réservoir

calcul du volume du réservoir					
Heure	Cons horaire	Q st pompage	Stockage	Distribution	capacité horaire
h	%	%	%	%	%
0-1	1	0		1,00	14,00
1-2	1	0		1,00	13,00
2-3	1	0		1,00	12,00
3-4	1	0		1,00	11,00
4-5	2	0		2,00	9,00
5-6	3	0		3,00	6,00
6-7	5	0		5,00	1,00
7-8	6,5	6		0,50	0,50
8-9	6,5	6		0,50	0,00
9-10	5,5	6	0,50		0,50
10-11	4,5	6	1,50		2,00
11-12	5,5	6	0,50		2,50
12-13	7	6		1,00	1,50
13-14	7	6		1,00	0,50
14-15	5,5	6	0,50		1,00
15-16	4,5	6	1,50		2,50
16-17	5	6	1,00		3,50
17-18	6,5	6		0,50	3,00
18-19	6,5	6		0,50	2,50
19-20	5	7	2,00		4,50
20-21	4,5	7	2,50		7,00
21-22	3	7	4,00		11,00
22-23	2	7	5,00		16,00
23-24	1	0		1,00	15,00
TOTAL	100			100,00	

Tableau III-7 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel (2012).

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	Vu (m ³)	V _{inc} (m ³)	Vt (m ³)
Résultats	1219,22	16	195	120	315

Après la normalisation du volume total du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de **500 m³**.

Tableau III-8: Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2041).

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	Vu (m ³)	V _{inc} (m ³)	Vt (m ³)
Résultats	2513,24	16	402	2*120	642

Après la normalisation du volume total du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire à l'horizon 2041 est de **1000m³**.

➔ Bilan de stockage

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible celle du stockage nécessaire à court et à long terme, on a trouvé comme le montre le tableau III.9 que la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération jusqu'à l'horizon d'étude 2041.

Tableau III-9: Bilan de stockage

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2012	500	500	0	/
2041	1000		500	/

Pour les ouvrages de stockage, nous proposons:

- Les accès au réservoir 500m³ existant sont impraticables, nous proposons l'aménagement d'une voie Carrossable.
- La construction d'une clôture en maçonnerie, afin d'éviter toutes pénétrations étrangères au réservoir.
- Installation d'échelles pour accès à la trappe de visite.

Et pour avoir le stockage suffisant pour l'agglomération de DJEBABRA on doit :

- projeter un réservoir 500m³ pour le stockage des eaux afin de satisfaire les besoins de l'agglomération de DJEBABRA, et pour combler le déficit d'eau dont souffre cette dernière.

Conclusion

Après l'analyse du réseau d'AEP de la commune de djebabra, on peut dire que le réseau de distribution doit être changé et rénover complètement, et cela en dimensionnant le réseau à l'horizon 2041 et en plaçant des nouvelles conduites en PEHD.

On remarque aussi que le stockage n'est pas suffisant et la ressource disponible ne satisfait pas les besoins de l'agglomération pour l'horizon d'étude, donc on doit projeter de nouvelles adductions et des réservoirs pour subvenir aux besoins d'AEP de l'agglomération de djebabra.

CHAPITRE

IV

*Dimensionnement du réseau à
l'horizon 2041.*

Introduction

Le but du présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction. Ensuite on passera au dimensionnement du réseau à l'horizon d'étude 2041, tout en assurant les débits et les pressions nécessaires aux abonnés.

IV.1.ETUDE DE L'ADDUCTION**IV.1.1.Définition**

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

IV.1.2.Classification

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire;
- Adduction par refoulement;
- Adduction mixte.

a) Adduction gravitaire

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à celle du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravité.

b) Adduction par refoulement

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point bas vers un point haut se fait à l'aide de pompes.

c) Adduction mixte

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

IV.1.3.choix de la variante

Le but de cette étude est l'établissement d'un système d'AEP de Djebabra à partir des champs de captage projetés.

Ce système, consiste en premier temps, à ramener l'eau potable à partir des captages projetés au niveau du champ de captage par une conduite d'adduction, vers un point élevé et qui sera le réservoir.

Il faut aussi que cette variante, soit réalisable du point de vue technique et qu'elle soit, bien adaptée avec l'importance du projet et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques. La variante qui sera choisie, devra être économique.

IV.1.4. Proposition de la variante

❖ Cette variante consiste :

- Conduite d'adduction à une longueur de 3674m. Cette conduite relie la station de pompage projeté SP 01 et le réservoir 500 m³ projeté.
- projection de 02 captages de sources avec $Q = 3$ l/s chacun.
- Implantation du forage F1 avec $Q = 20$ l/s.
- Implantation d'une station de pompage SP01.
 - SP 01 refoulant l'eau à partir des captages de sources et le forage vers le RES 500m³ projeté.

IV.1.5. Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Le tracé doit être techniquement le plus court possible entre la source et le réservoir.
- Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées, ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux ;
- L'examen des conditions dans lesquelles être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique.

IV.1.6. Choix du type de conduites

Le choix du type de matériaux des conduites constitue l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir :

- ✓ Disponibilité du produit sur le marché national.
- ✓ Facilité de la mise en œuvre.
- ✓ Facilité d'entretien et d'exploitation.
- ✓ Pression interne supportée par la canalisation.
- ✓ Du prix unitaire.
- ✓ Durée de vie.

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques « Acier, Fonte » ;
- En matière plastique (PVC, PEHD).

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD et cela en raison des avantages qu'elles présentent.

- Conduites en polyéthylène (PE)

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °c et 130 °c.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- ✓ Facile à poser (grande flexibilité) ;
- ✓ Permet des rayons de courbure inférieurs aux réseaux traditionnels ;
- ✓ Fiable au niveau des branchements ;
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- ✓ Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- ✓ Se raccorde facilement aux autres matériaux (fonte, acier) ;
- ✓ Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- ✓ Très bonne étanchéité.

IV.1.7.Schéma général de l'adduction projetée

Notre projet est disposé d'un schéma d'adduction à partir du forage F1 et des deux captages C1 et C2 vers la station de pompage SP1, cette dernière alimente le réservoir de 500 m³ projeté.

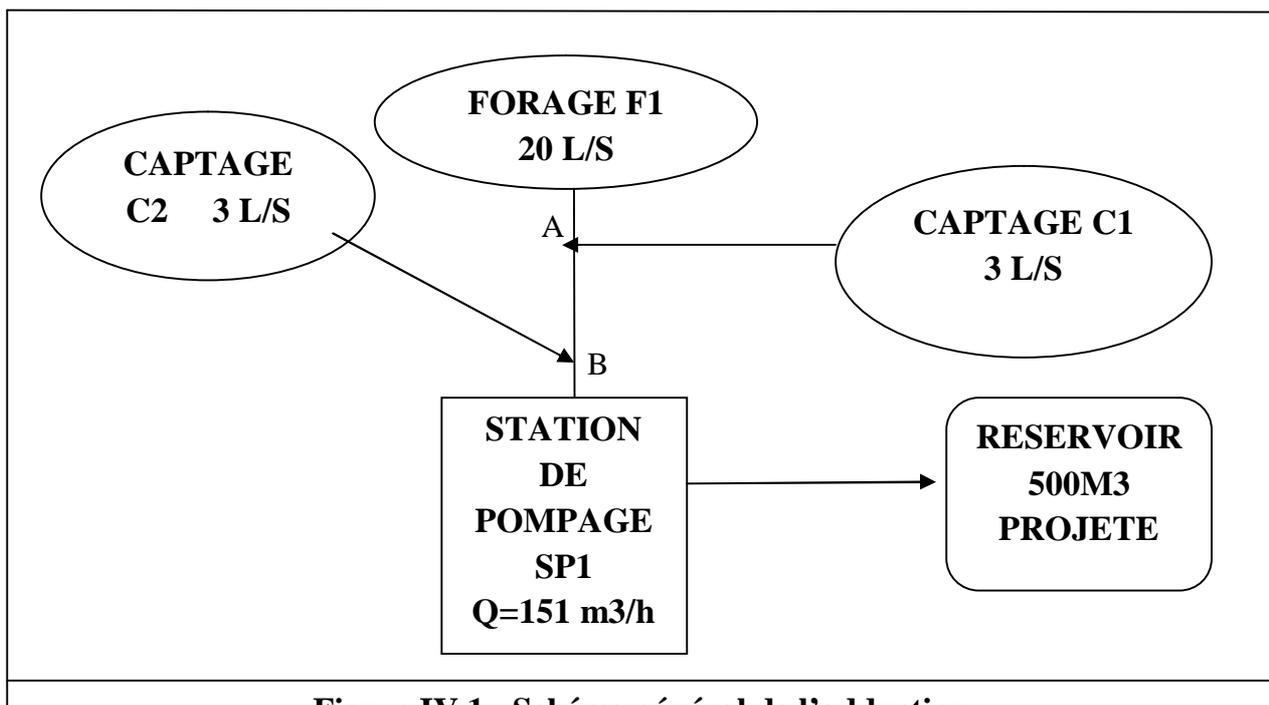


Figure IV.1.: Schéma général de l'adduction

IV.1.8. Dimensionnement de l'adduction**IV.1.8.1. Méthode de calcul**

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

➤ **Formule de BRESS**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q}$$

Q: Débit refoulé en m³/s.

❖ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q}$$

Q: Débit refoulé en m³/s.

$$V = \frac{Q}{S} \quad (\text{m/s})$$

V : Vitesse d'écoulement.

S : Section de la conduite.

Remarque : La formule de BONIN n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite <1 Km), Donc en utilisant la formule de BONIN pour les tronçons suivants présentés dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1.: Calcul des Diamètres économique et des vitesses

tronçon	Débit (l/s)	D _{cal} (m)	D _{nor} (mm)	V (m/s)
C1-A	3	0,054	90	0,47
F1-A	20	0,141	160	1,13
A-B	23	0.151	160	1,13
C2-B	3	0,054	90	0,47

Pour les deux tronçons en utilisant la méthode technico-économique.

- le point B \longrightarrow bête de reprise SP1
- Station de pompage SP1 \longrightarrow Réservoir 500 m3 projeté.

IV.1.8.2. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur, sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

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

a) Pertes de charges linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

Diamètre D (m); Débit Q en (m³/s); La rugosité absolue K_s exprimée en mm;

La longueur L en (m). Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad \dots\dots\dots \text{(Formule de Nikuradzé).}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad \dots\dots\dots \text{(Formule Colebrook).}$$

Re: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu = 0.01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

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

$$K_s = K_0 + \alpha T$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT ».

$\alpha = 0,04$ mm/an.

T: temps de service, T=15 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 15 = 1,4$ mm.

b) pertes de charge singulières

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

Pertes de charge totales (ΔH_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

IV.1.8.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

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

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

IV.1.8.4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad [\text{KW}]$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=81\%$)

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

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

IV.1.8.5.Énergie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =16h

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.1.8.6.Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]}$$

E: énergie consommée par la pompe en (KW H))

e: prix unitaire d'un KWh donné par la SONELGAZ. (e=4,17DA)

IV.1.8.7.Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]}$$

P_{rc}: prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

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

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683 \%$$

• **Tronçon point B** \longrightarrow **Bâche de reprise SP1**

$$- \quad Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation nécessaire pour la station de reprise SP1 (m^3/s)

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 2413,79 \text{ m}^3/\text{j}$

t : Durée de fonctionnement de da la SP01 par jour, $t = 16 \text{ h}$.

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp,SP}} = \frac{2413,79}{16 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp, fom}} = 41,91 \text{ L/s}$$

$$- \quad L_{B-SP1} = 51 \text{ m}$$

$$- \quad H_g = C_{ip} - C_{m-b} = 277 - 265 = 12 \text{ m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-2, IV-3, IV-4 et IV-5

Tableau IV.2.: Calcul de la HMT du tronçon B –SP1 :

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	Re	λ	ΔH_{totale}	HMT
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)			(m)	(m)
160	51	41,91	2,09	333678	0,0341	2,77	14,77
200	51	41,91	1,33	266943	0,0319	0,85	12,85
250	51	41,91	0,85	213554	0,0300	0,26	12,26
315	51	41,91	0,54	169487	0,0283	0,08	12,08
400	51	41,91	0,33	133471	0,0268	0,02	12,02

Tableau IV.3.: Calcul des frais d'amortissement du tronçon B–SP1 :

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A	F amort. (DA)
160	2109,4	51	0,1168	12565,27
200	3364,46	51	0,1168	20041,42
250	5233,61	51	0,1168	31175,57
315	8215,49	51	0,1168	48938,03
400	12821,66	51	0,1168	76376,06

Tableau IV.4.: Calcul des frais d'exploitation du tronçon B –SP1 :

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>P (K Watt)</i>	<i>E (KWh)</i>	<i>F exploit. (DA)</i>
160	7,50	43781,94	182570,69
200	6,52	38090,58	158837,73
250	6,22	36341,68	151544,79
315	6,13	35808,11	149319,83
400	6,10	35630,26	148578,17

Tableau IV.5 : Bilan.

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>F amort. (DA)</i>	<i>F exploit.(DA)</i>	<i>BILAN</i>
160	12565,27	182570,69	195135,960
200	20041,42	158837,73	178879,150
250	31175,57	151544,79	182720,360
315	48938,03	149319,83	198257,860
400	76376,06	148578,17	224954,230

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse de 1,33 m/s et sur une longueur de 51 m.

- **Tronçon Station de reprise SP1 – Réservoir 500m3 projeté :**

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s)

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 2413,79 \text{ m}^3/\text{j}$

t : Durée de fonctionnement de la station SP01 par jour, $t = 16 \text{ h}$.

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp},SP} = \frac{2413,79}{16 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp}, fom} = 41,91 \text{ L/s}$$

$$L_{SP-RT} = 3674m$$

$$H_g = C_{TP-R2} - C_{TN-SP1} = 488 - 274 = 214m$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-6, IV-7, IV-8 et IV-9:

Tableau IV.6: Calcul de la HMT du tronçon SP1 – R2 :

<i>Diamètre</i>	<i>Longueur</i>	<i>Débit</i>	<i>Vitesse</i>	<i>Re</i>	λ	ΔH_{totale}	<i>HMT</i>
<i>(mm)</i>	<i>(m)</i>	<i>(l/s)</i>	<i>(m/s)</i>			<i>(m)</i>	<i>(m)</i>
160	3674	41,91	2,09	333678	0,0341	199,76	413,76
200	3674	41,91	1,33	266943	0,0319	61,24	275,24
250	3674	41,91	0,85	213554	0,0300	18,86	232,86
315	3674	41,91	0,54	169487	0,0283	5,60	219,60
400	3674	41,91	0,33	133471	0,0268	1,61	215,61

Tableau IV.7.: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 – R2

<i>Diamètre</i> <i>(mm)</i>	<i>Prix de ml</i> <i>(DA)</i>	<i>L (m)</i>	<i>A</i>	<i>F amort. (DA)</i>
160	2109,4	3674	0,1168	905192,48
200	3364,46	3674	0,1168	1443767,84
250	5233,61	3674	0,1168	2245863,47
315	8215,49	3674	0,1168	3525457,36
400	12821,66	3674	0,1168	5502071,77

Tableau IV.8.: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 – R2 :

<i>Diamètre (mm)</i>	<i>P (K Watt)</i>	<i>E (KWh)</i>	<i>F exploit. (DA)</i>
160	210,01	1226485,42	5114444,19
200	139,71	815889,37	3402258,67
250	118,19	690247,73	2878333,03
315	111,46	650942,09	2714428,52
400	109,44	639111,82	2665096,27

Tableau IV.9.: Bilan

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>F amort. (DA)</i>	<i>F exploit. (DA)</i>	<i>BILAN</i>
160	905192,48	5114444,19	6019636,674
200	1443767,84	3402258,67	4846026,505
250	2245863,47	2878333,03	5124196,497
315	3525457,36	2714428,52	6239885,875
400	5502071,77	2665096,27	8167168,043

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse de 1,33 m/s et sur une longueur de 3674 m.

IV.2.ETUDE DU POMPAGE

IV.2.1.Définition

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever l'eau d'un point bas vers un point haut, en transformant l'énergie électrique en énergie hydraulique. Elles sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

IV.2.2.Couplage des pompes

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

Le couplage des pompes se fait comme suit :

Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.

Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

a) Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

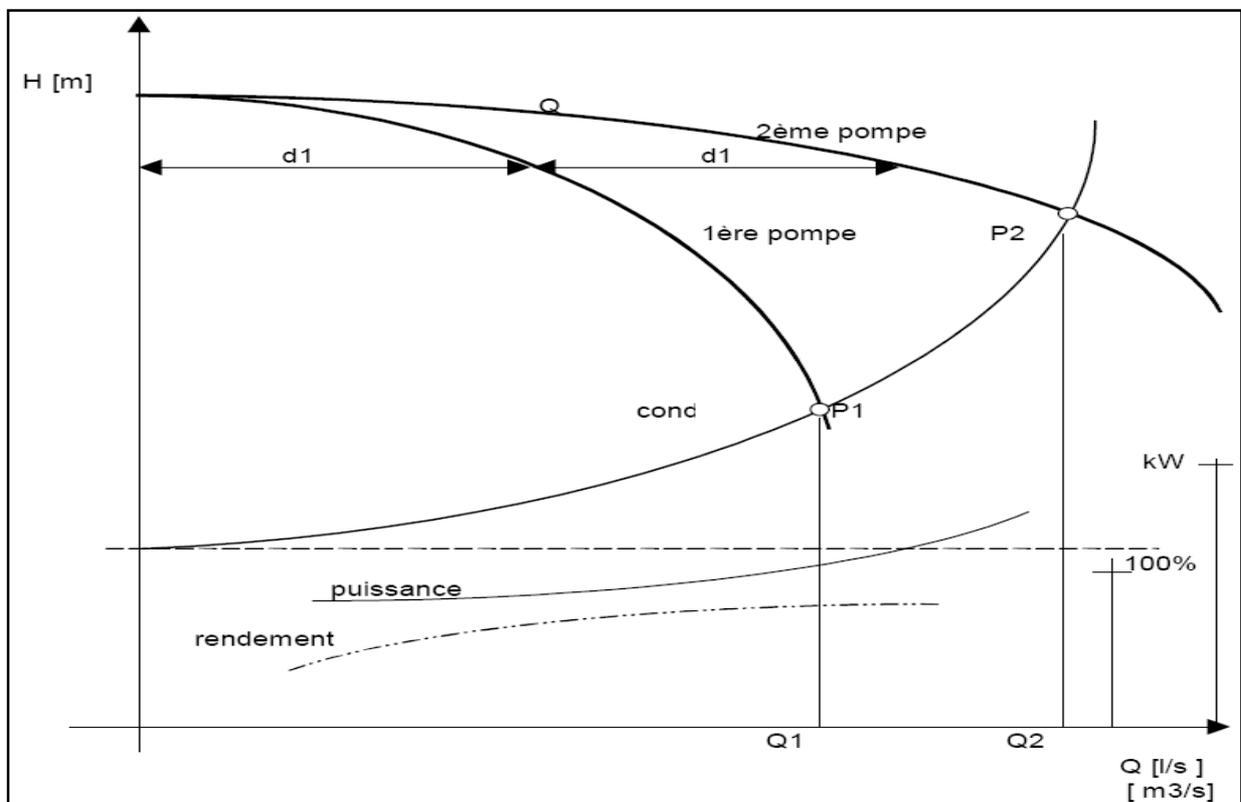


Figure IV.2 : couplage en parallèle

b) Couplage en série

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévations produites par chaque groupe s'ajoutent.

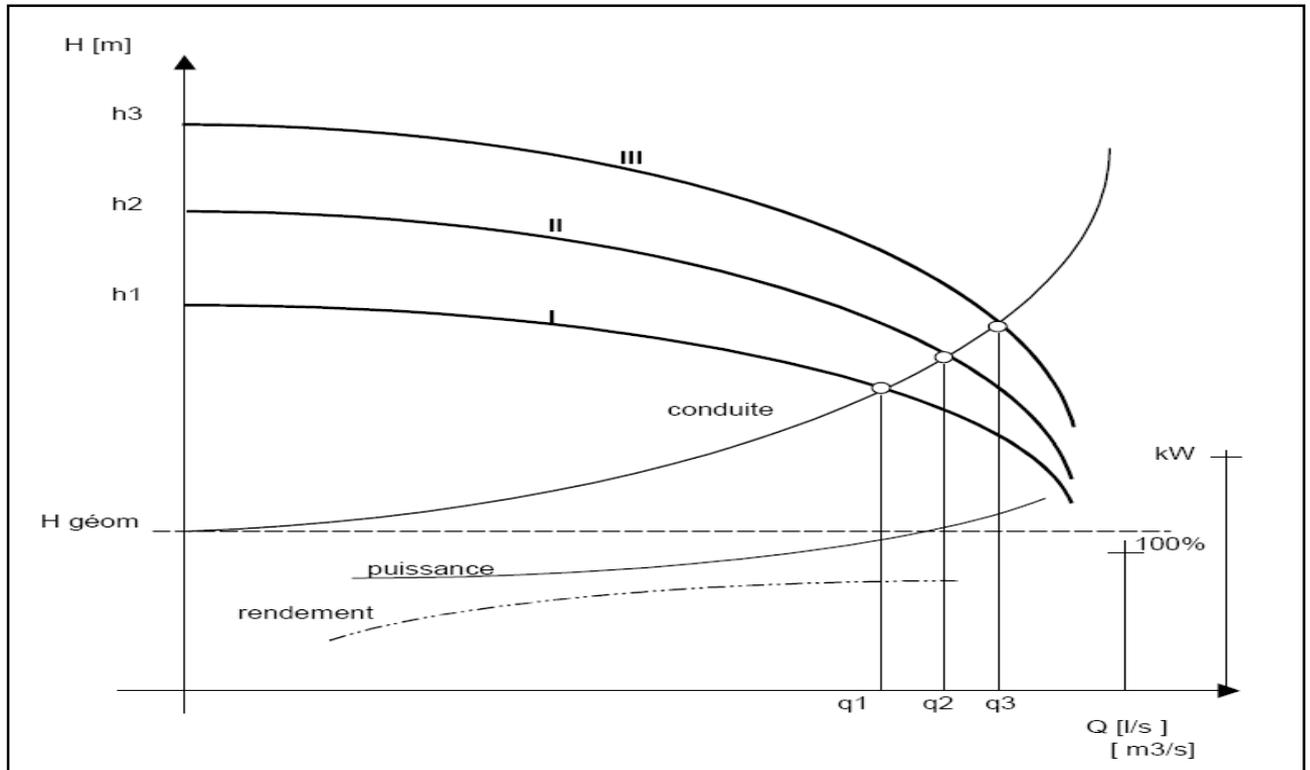


Figure IV.3: Couplage en série

IV.2.3. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT_{app} ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Être fabriquée en série.

On opte pour les pompes italiennes de marque **CAPRARI** (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions).

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation variant (1450-3500) tr/min.

IV.2.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- ✓ Nombre de pompes n minimal ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale ;
- ✓ Vitesse de rotation N élevée (tr/mn) ;
- ✓ Puissance absorbée minimale.

IV.2.5.Calcul de la hauteur manométrique totale

Caractéristique des captages et forage présents dans le tableau suivant :

Tableau IV.10: Caractéristiques des sources projetées (source DRE de BLIDA).

source	Débit (l/s)	Année de mise en service	Profondeur (m)	Terrain	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)
				naturel (m)		
Forage F1	20	2012	20	232	212	170
Captage C1	3	2012	/	246	/	/
Captage C2	3	2012	/	240	/	/
Total	26					

$$HMT = Hg + \sum_{ref}^{lin} hp + \sum_{ref}^{sin} hp + h_{asp}$$

HMT : la hauteur manométrique totale

Hg : la hauteur géométrique

$\sum_{ref}^{lin} hp$: La somme des pertes de charge linéaires

$\sum_{ref}^{sin} hp$: La somme des pertes de charges singulières

H_p: pertes de charges à l'aspiration estimées à 1.00 m

$$\text{Avec : } \sum_{ref}^{sin} hp = 15\% \sum_{ref}^{lin} hp \quad \text{donc : } \sum_{ref}^{sin} hp = 0,15 \sum_{ref}^{lin} hp$$

$$HMT = Hg + 1.15 \sum_{ref}^{lin} hp + h_{asp} \quad (\text{m})$$

IV.2.5.1. Calcul des pertes de charge des différents tronçons

Si on tient compte du régime d'écoulement et du matériau de la canalisation, la perte de charge H_p sera calculée par la formule approchée de DARCY-WEISBACH :

$$H_p = \frac{k' \cdot L \cdot Q^B}{D^m}$$

Pour le PEHD les valeurs des coefficients sont :

- β : exposant tenant compte du régime d'écoulement ($\beta = 1,77$).
- m : exposant tenant compte du type du matériau ($m = 4,774$).
- $K' = 0,001052$.
- Longueur de la conduite L du tronçon.

Tableau IV.11: Récapitulatif de calcul de perte de charge

Tronçons	Longueur	Débit	D_{nor}	$D_{\text{interieur}}$	H_p
	(m)	(m ³ /s)	(mm)	(mm)	m
F1-A	170	0,02	160	130,8	2,90
A-B	31	0,023	160	130,8	0,68
C1-A	81	0,003	90	69,8	0,96
C2-B	178	0,003	90	69,8	2,12
B-SP1	51	0,04191	200	163,6	1,11
SP1-R2	3674	0,04191	200	163,6	79,81

a) Forage F1-Bâche de reprise SP1:

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales au refoulement (ΔH_{Tref}) et des pertes de charges à l'aspiration (ΔH_{asp})

H_g : égale à la différence des cotes de trop plein à la bêche de reprise et du niveau dynamique du forage.

$$H_g = C_{Tp} - C_{ND1} = 277 - 170 = 107 \text{ m}$$

C_{Tp} : Cote trop plein de la bêche. (Fixé à 277.00m).

C_{ND1} : niveau dynamique du forage F1.

Hasp : pertes de charges à l'aspiration estimées à 1.00 m.

$$\sum_{ref}^{lin} hp_{F1-SP1} = \sum_{ref}^{lin} hp_{(F1-A)} + \sum_{ref}^{lin} hp_{(A-B)} + \sum_{ref}^{lin} hp_{(B-SP1)}$$

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(F1-BR)} = 2.9 + 0.69 + 1.11 = 4.7 \text{ m}$$

D'après la relation suivante :

$$HMT = H_g + 1,15 \sum_{ref}^{lin} hp + hp_{asp} = 107 + 1,15 * (4.7) + 1$$

$$HMT = 113.405 \text{ m}$$

b) Captage C1-Bêche de reprise:

$$H_g = C_{Tp} - C_{TC1} = 277 - 246 = 31 \text{ m}$$

C_{Tp} : Cote trop plein de la bêche. (Fixé à 277.00m).

C_{TC1} : niveau du regard de captage C1.

Hasp : pertes de charges à l'aspiration estimées à 1.00 m.

$$\sum_{ref}^{lin} hp_{C1-SP1} = \sum_{ref}^{lin} hp_{(C1-A)} + \sum_{ref}^{lin} hp_{(A-B)} + \sum_{ref}^{lin} hp_{(B-SP1)}$$

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(C1-SP1)} = 0.96 + 0.69 + 1.11 = 2.76 \text{ m}$$

D'après la relation suivante :

$$HMT = Hg + 1,15 \sum_{ref}^{lin} hp + hp_{asp} = 31 + 1,15 * (2.76) + 1$$

$$HMT = 35.174m$$

c) Captage C2-Bâche de reprise SP1:

$$Hg = C_{Tp} - C_{TC2} = 277 - 240 = 37 \text{ m}$$

C_{Tp} : Cote trop plein de la bâche. (Fixé à 277.00m).

C_{TC2} : niveau du regard de captage C2.

Hasp : pertes de charges à l'aspiration estimées à 1.00 m.

$$\sum_{ref}^{lin} hp_{C2-SP1} = \sum_{ref}^{lin} hp_{(C2-B)} + \sum_{ref}^{lin} hp_{(B-SP1)}$$

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(C2-SP1)} = 2.12 + 1.11 = 3.23 \text{ m}$$

D'après la relation suivante

$$HMT = Hg + 1,15 \sum_{ref}^{lin} hp + hp_{asp} = 37 + 1,15 * (3.23) + 1$$

$$HMT = 41.71m$$

d) station de pompage - réservoir R 500 m3 projeté :

- Calcul du volume de la bâche de reprise :

Le dimensionnement de la bâche de reprise est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bâche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{b\grave{a}che} = \frac{Q_{max,j} * t}{T}$$

Avec :

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier de la commune de DJEBABRA. ($Q_{max,j} = 2413,79 \text{ m}^3/j$)

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 16h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

Donc le volume de la bache de reprise est :

$$V_{bache} = \frac{2413,79 * 0,25}{16} = 37,71 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalisé de **50 m³**.

$$H_g = C_{TTP-R} - C_{TSR} = 488 - 274 = 214 \text{ m}$$

C_{TP-R} : cote de trop plein du réservoir. (Fixé à 488.00 m)

C_{R-SR} : cote radier de la bache de reprise (274.00 m).

Hasp : pertes de charges à l'aspiration estimées à 1 m

$$\sum_{ref}^{lin} hp_{SP-R2} = \sum_{ref}^{lin} hp \text{ (SP-R2)} \quad \sum_{ref}^{lin} h_{p(SP-RT)} = 79,81m$$

D'après la relation suivante :

$$HMT = H_g + 1,15 \sum_{ref}^{lin} hp + hp_{asp} = 214 + 1,15 * (79,81) + 1$$

$$HMT = 307m$$

IV.2.6. Choix des pompes pour le forage F1 et les deux captages C1 et C2 :

Pour le choix des pompes on a utilisé le catalogue de la marque CAPRARI qui est sous forme de logiciel.

Tableau IV.12 : Caractéristiques des pompes choisies pour le forage F1 et les captages C1 et C2 :

	Q_{app}	HMT_{app}	Type de pompe	Q	HMT	Y	Pabs	N	NPSHr
	l/s	m		l/s	m	%	KW	tr/min	m
forage F1	20	113,40	E8S55/7A+MC850	21,92	115	75,7	32,4	2900	3,06
captage C1	3	35,17	HMU40-2/6D	3,4	36,2	69,6	1,65	1450	1,48
captage C2	3	41,71	HMU40-2/7D	3,3	42,7	69,6	1,91	1450	1,47

➤ Station de pompage SP1 vers le réservoir 500 m3.

$$Q_{exp.sp} = 41.91 \text{ L/s}; \quad H_g=214\text{m} \quad ; \quad HMT = 307\text{m}$$

Tableau IV.13: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Q (m ³ /h)	HMT (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) r (m)
1	150,88	307	158	315	PM100/5A	76,5	2900	176	5,19
2	75,44	307	82,8	326	PM100/6D	72	2900	212	3,2
3	50,29	307	55,5	327	PM65/8A	70	2900	210	2,8
4	37,7	307	41,3	325	PM65/10C	67,6	2900	221	1,85

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 1 pompe plus une pompe de secours, car elle est la meilleure du point de vu débit, HMT, rendement et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI **PM100/5A**

Donc la variante choisie est la variante N°1, c'est-à-dire on place une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal

Diamètre d'aspiration $D_a = 125 \text{ mm}$;

Diamètre de refoulement $D_r = 100 \text{ mm}$;

Diamètre de la roue $d_r = 250 \text{ mm}$;

Nombre de tours $n = 2900 \text{ tr/min}$;

Rendement $\eta = 76,5 \%$;

Puissance absorbée $P_{abs} = 176 \text{ KW}$;

NPSH requis: $(NPSH)_r = 5,19 \text{ m}$.

Donc de ce fait on n'aura qu'une seule pompe de secours.

IV.2.7.Courbes caractéristiques des pompes :

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes : $[H-Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$, $[\eta - Q]$ et $[P_{abs} - Q]$.

Les courbes caractéristiques des différentes pompes choisies dans notre projet sont obtenues à partir du logiciel Caprari et elles sont présentées respectivement :

➤ **Refoulement : forage 1 vers la bêche de reprise SP1:**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-4).

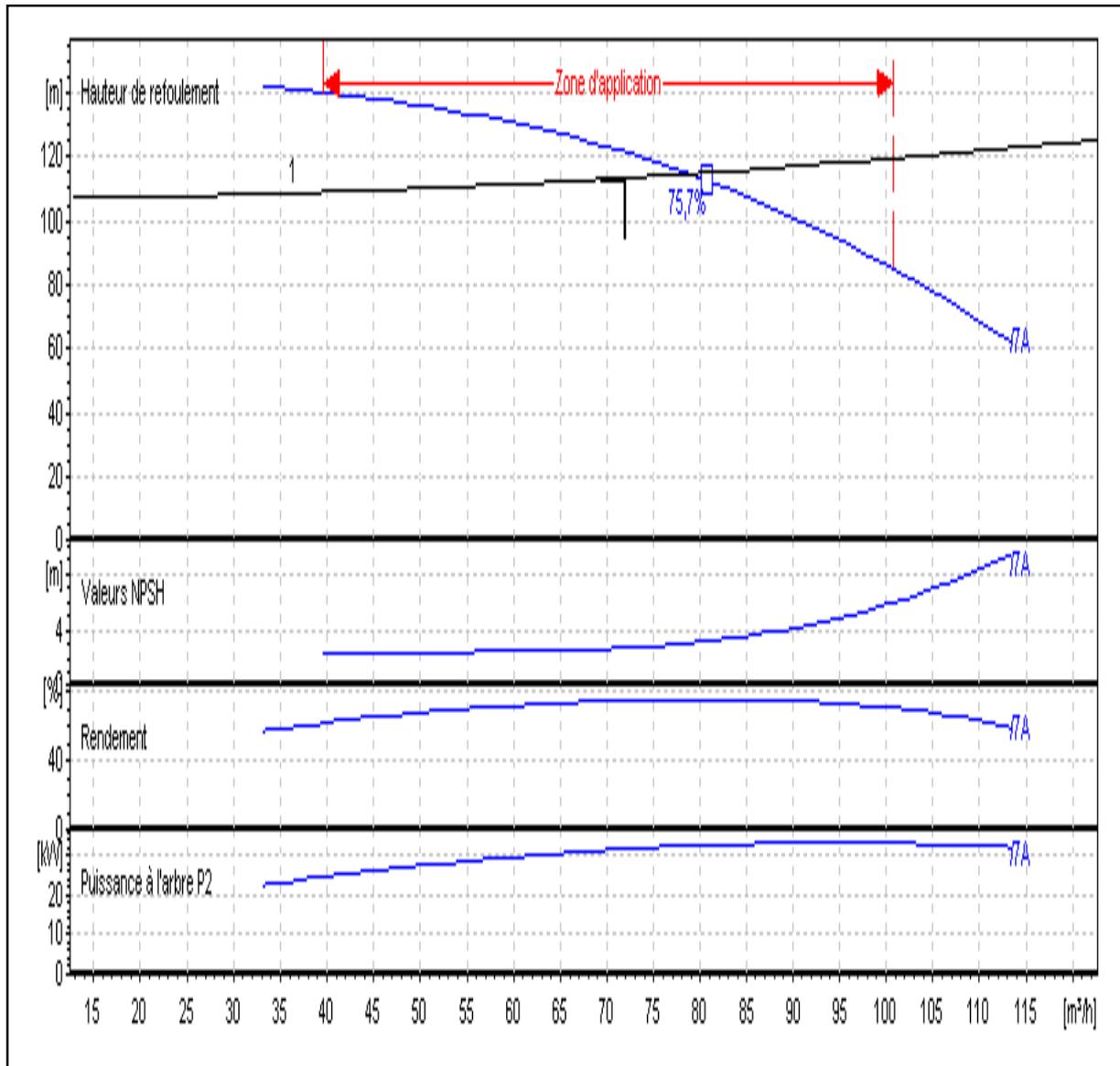


Figure IV.4: la courbe caractéristique de la pompe E8S55/7A+MC850.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{Sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 21,92l / s \succ Q_{app} = 20l / s \\ H_{Pf} = 115m \succ H_{app} = 113,405m \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est très proche du débit appelé, donc le réglage des débits n'est pas nécessaire.

➤ **Refolement : captage1 vers la bache de reprise SP1:**

La courbe caractéristique de la conduite de refolement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-5).

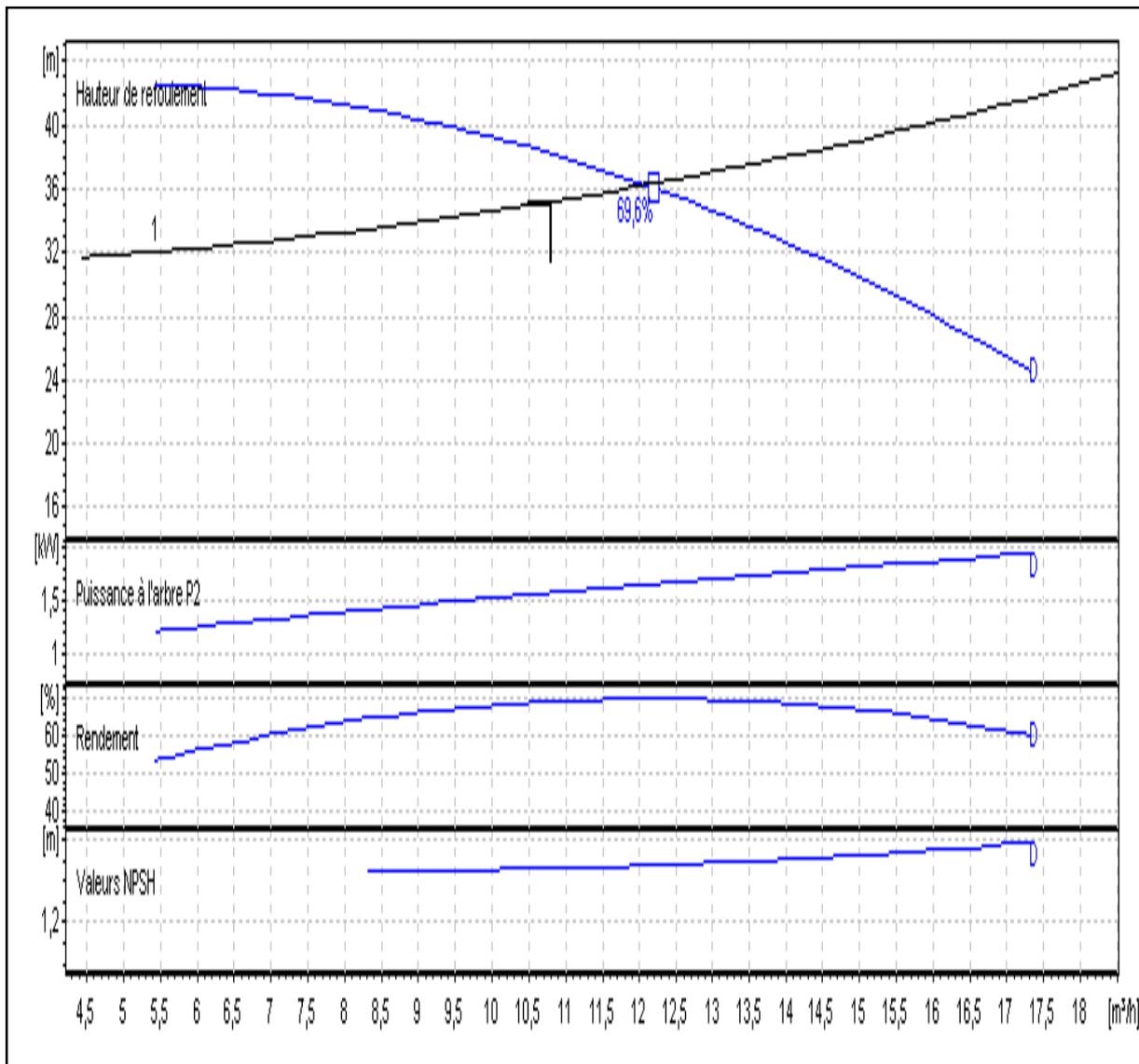


Figure IV.5: la courbe caractéristique de la pompe HMU40-2/6D

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{Sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 3,4 \text{ l/s} > Q_{app} = 3 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 36,2 \text{ m} > H_{app} = 35,17 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est très proche du débit appelé, donc le réglage des débits n'est pas nécessaire.

➤ **Refoulement : captage 2 vers la bache de reprise SP1:**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-6).

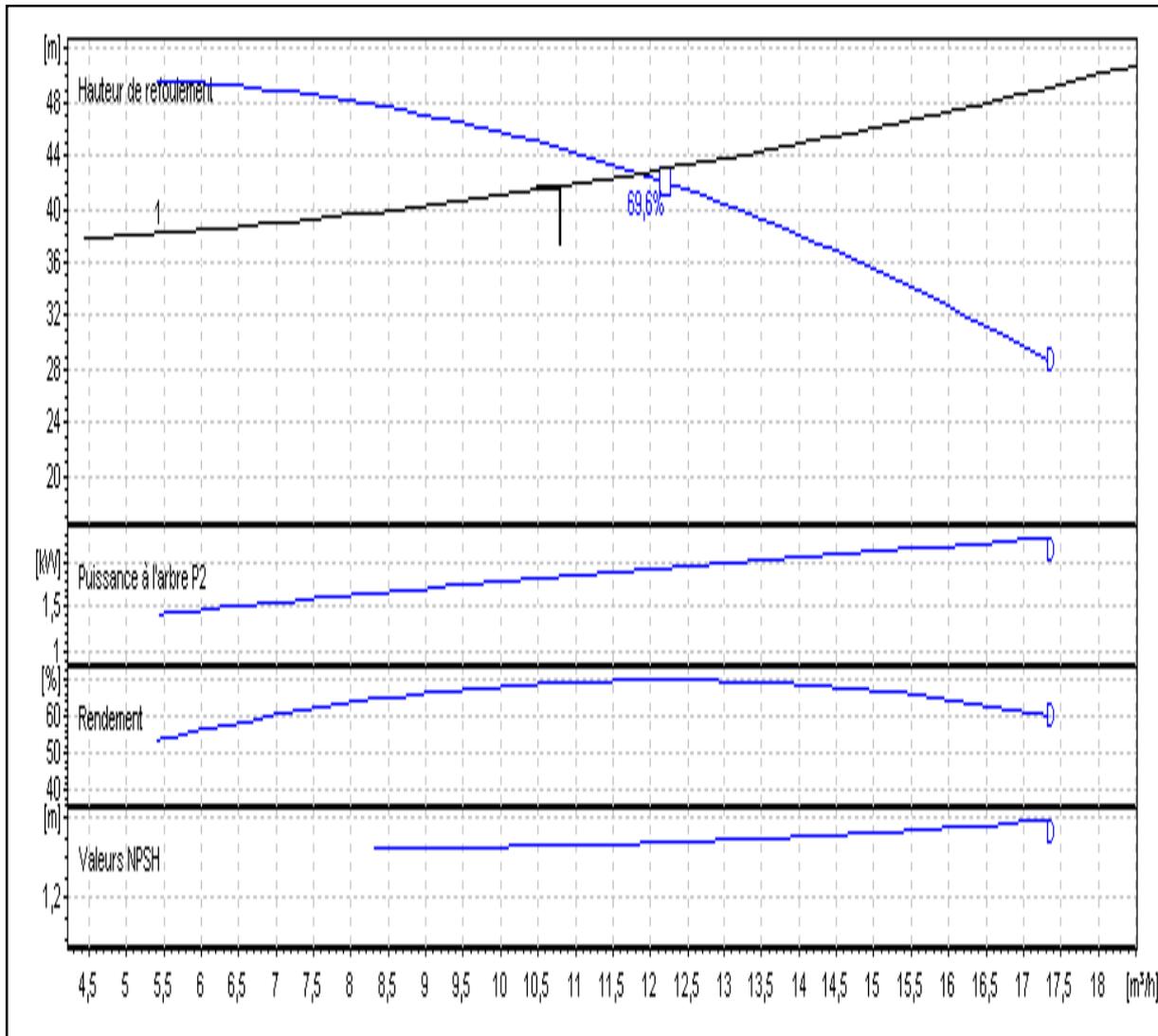


Figure IV.6 : la courbe caractéristique de la pompe HMU40-2/7D.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{Sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 3,3l / s > Q_{app} = 3l / s \\ H_{Pf} = 42,7m > H_{app} = 41,7m \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est très proche du débit appelé, donc le réglage des débits n'est pas nécessaire.

➤ **Refoulement : bête de reprise SP01 vers RES 500m3 projeté:**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-7).

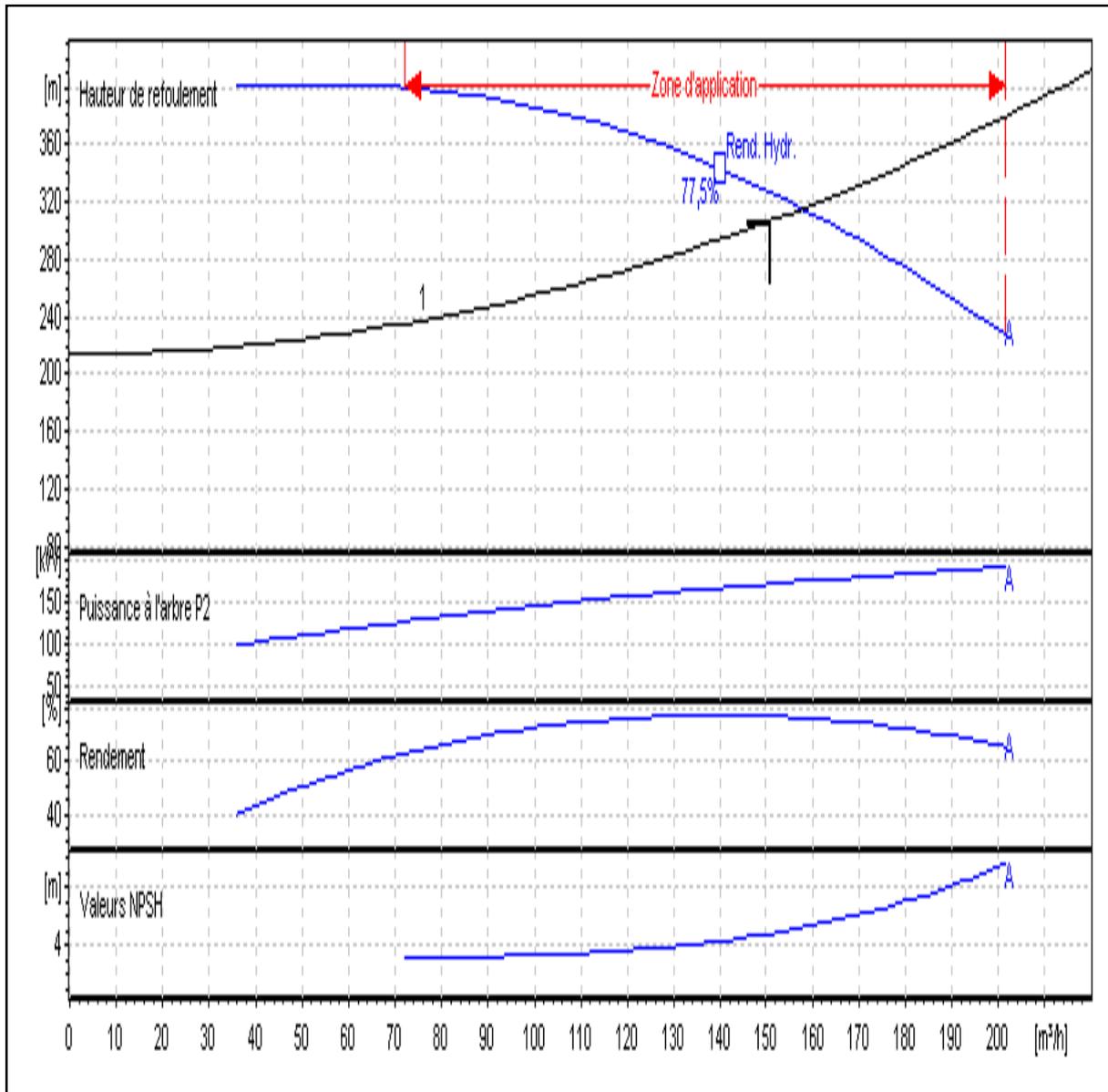


Figure IV.7: la courbe caractéristique de la pompe PM100/5A.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{Sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 43,88 \text{ l/s} > Q_{app} = 41,91 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 315 \text{ m} > H_{app} = 307 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est très proche du débit appelé, donc le réglage des débits n'est pas nécessaire.

IV.2.8. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q]

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal donné par le logiciel de CAPRARI.

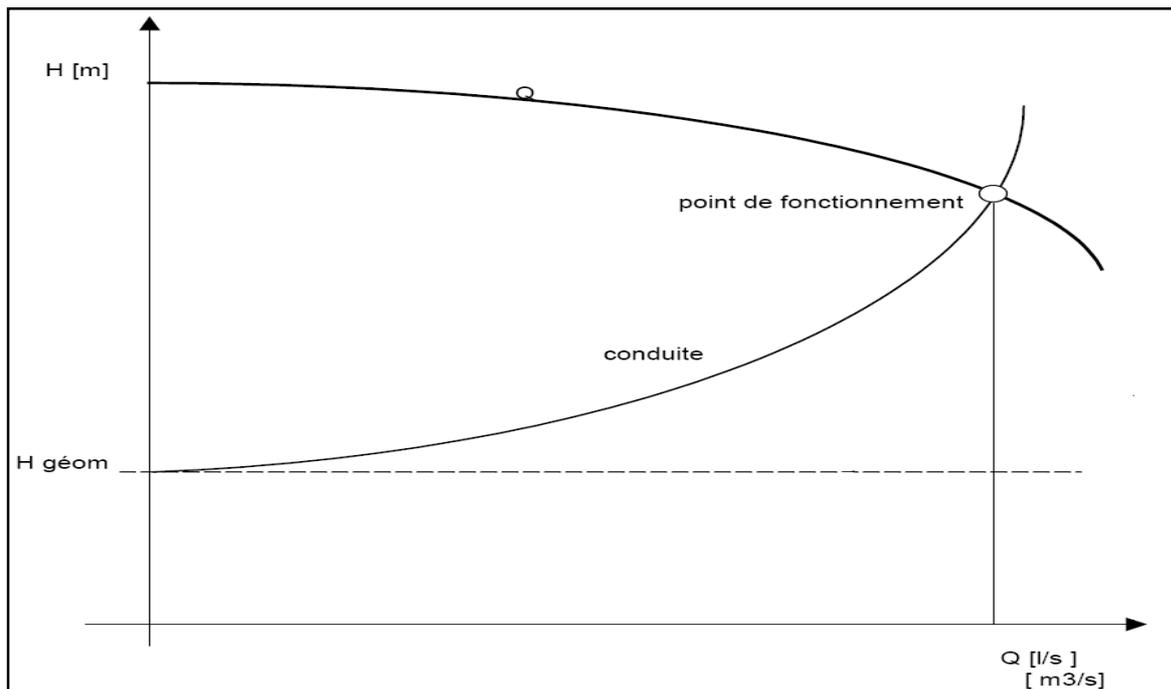


Figure IV.8: Détermination du point de fonctionnement

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin}$$

Avec :

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5}$$

λ : Coefficient de frottement linéaire qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,032$

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m)

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

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

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

Tableau IV.14 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP01 – Rés500m3) :

Q	Hg	Lref	Dec	λ	ΔH lin	ΔH tot	Hc
(m ³ /h)	(m)	(m)	(mm)		(m)	(m)	(m)
0	214	3674	200	0.032	0	0	214
20	214	3674	200	0.032	2,14	2,46	216,46
40	214	3674	200	0.032	7,29	8,39	222,39
60	214	3674	200	0.032	14,95	17,19	231,19
80	214	3674	200	0.032	24,88	28,61	242,61
100	214	3674	200	0.032	36,92	42,46	256,46
120	214	3674	200	0.032	50,99	58,63	272,63
140	214	3674	200	0.032	66,98	77,03	291,03
160	214	3674	200	0.032	84,84	97,56	311,56
180	214	3674	200	0.032	104,50	120,18	334,18
200	214	3674	200	0.032	125,93	144,82	358,82

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe PM100/5A sont représentés dans la figure IV.9 :

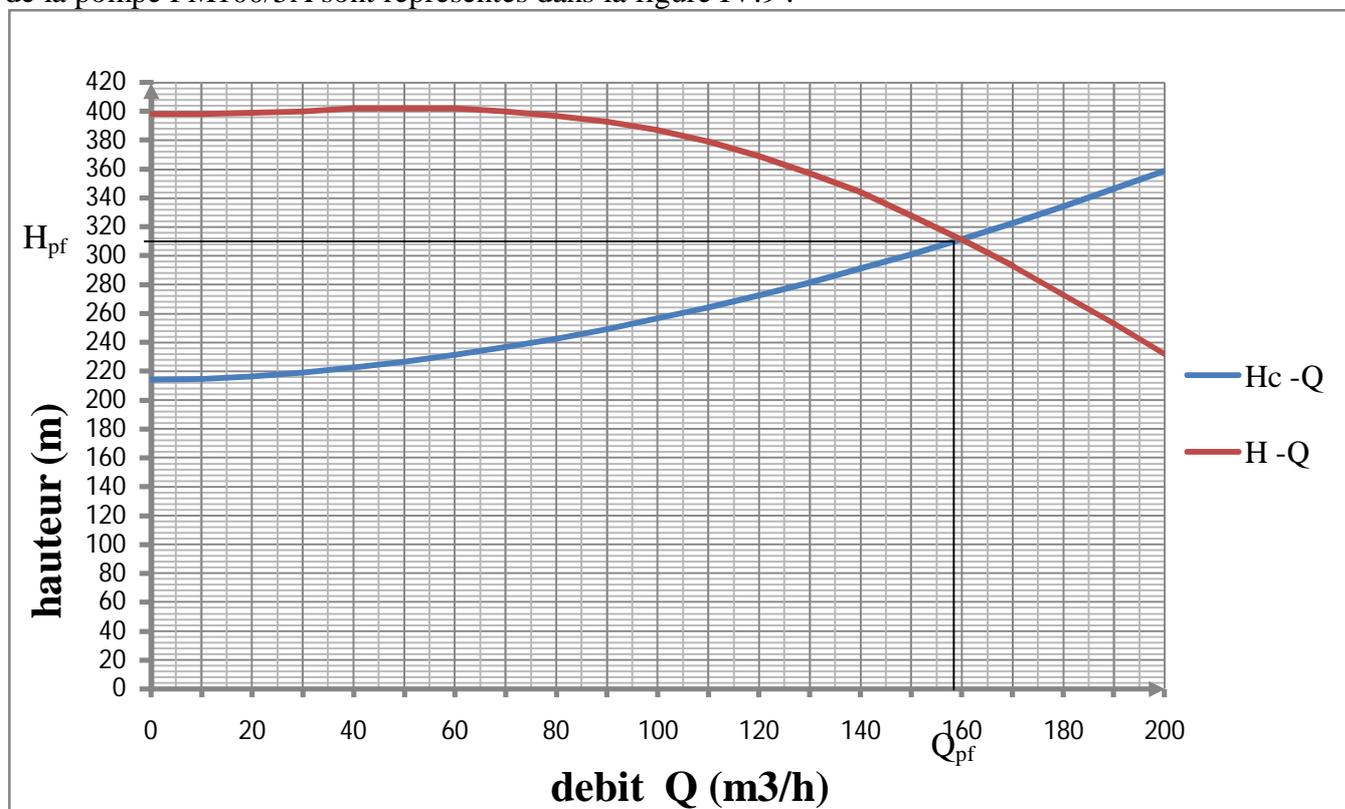


Figure IV.9 : Point de fonctionnement de la pompe PM100/5A.

IV.2.9. Dimensionnement des équipements de la pompe**a) Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement**

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

$I_{asp.} =$ pente de collecteur d'aspirations $> 5\%$

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

$$D_a = (1,2 \div 1,5) d_a$$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe

d : distance entre la génératrice inférieure de la conduite et le surface du sol.

$$d = 0,3 \text{ m pour } D_a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$d = 1 \text{ m pour } D_a > 500 \text{ mm.}$$

L_c : longueur de convergent = $(3,5 \div 4) (D_a - d_a)$

Donc : les valeurs primaire seront **$D_a = 200 \text{ mm}$ $d = 0,3 \text{ m}$ $L_c = 0,3 \text{ m}$**

Vérification de la vitesse :

Sachant que la vitesse de l'écoulement dans les conduites doit vérifier les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s}$ pour $D_a \leq 250 \text{ mm}$
- $V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s}$ pour $250 < D_a \leq 800 \text{ mm}$
- $V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $D_a > 800 \text{ mm}$

On remarque que $V = 1,33 \text{ m/s}$ donc le diamètre 200 mm ne vérifie pas la vitesse donc on prend **$D_a = 250 \text{ mm}$** et on trouve $V = 0,85 \text{ m/s}$:

Donc les valeurs finales sont : **$D_a = 250 \text{ mm}$ $d = 0,3 \text{ m}$ $L_c = 0,5 \text{ m}$**

b) Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement :

Nombre des collecteur de refoulement = nombre des pompes

La conduite de refoulement doit être placée sur une butée

La pente de la conduite de refoulement $< 1/1000$ allons de la station de pompage.

La distance entre les collecteurs est :

$d_c = 0,7\text{m}$ pour $D < 400\text{mm}$

$d_c = 1\text{ m}$ pour $D = (400-1000)\text{ mm}$

$d_c = 1,5\text{ m}$ pour $D > 1000\text{mm}$

l_d : Longueur du divergent ; $l_d = (3,5 \div 4) (D_r - d_r)$;

D_r : diamètre de la conduite de refoulement –conduite–)

d_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

On aura les résultats suivants : **$D_r = 200\text{ mm}$ $d = 0.7\text{m}$ $L_d = 0.4\text{ m}$**

IV.2.10. Etude de la cavitation

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la perturbation des veines liquides juste à l'entrée de la pompe. La cavitation est la formation des petites cavités dans le liquide remplie de gaz et de vapeur suite à une diminution de la pression absolue du liquide sous sa tension de vapeur saturante, elle est due aussi à l'augmentation de la vitesse d'écoulement. Elle se manifeste dans une section où la pression absolue est la plus faible. La pression de vapeur saturante est fonction de la nature du fluide et de sa température.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou à l'entrée de la roue.
- La brusque explosion des bulles de vapeur provoque l'érosion des pièces métalliques en formant des cavités sur ses surfaces.
- Baisse de performances et Vibrations menant à une panne complète
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.



Figure IV.10: Roue soumise à la cavitation

On peut constater que la cavitation dépend de quelques paramètres et des effets qui sont :

- ❖ une fermeture progressive du robinet vanne d'aspiration peut provoquer la cavitation et cela est dû à une augmentation des pertes de charge ;
- ❖ augmentation de la température du liquide pompe ;
- ❖ une hauteur importante d'aspiration ;
- ❖ Une diminution de la pression atmosphérique en fermant le réservoir.

La cavitation peut être prévue par le calcul du $(NPSH)_{disponible}$ à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le $(NPSH)_{requis}$ par la pompe. Le risque de cavitation est éloigné pour : $NPSH_{dispo} > NPSH_{requis}$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a une installation en charge au niveau de la station de pompage SP01, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp}$$

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$$

Avec : H : altitude de la station de pompage.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Tableau IV.15 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m}$$

➤ Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration: $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m NGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

C_p : cote du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

➤ Pour les pompes de la station de pompage SP01

Application

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5,19$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 274 \Rightarrow P_{at} = 9,95$ m.c.e.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ m.c.e.

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge c'est-à-dire en guise de compresseur on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.3$$

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0.3 - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp}$$

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0,0179 \times 1,15 \times 10 \times 0,04191^2}{0,25^{5,3}} = 0,56 \text{ m}$$

$V_{asp} = 0,85$ m/s

Alors :

$$ha^{ad} = 5,19 + 0,3 - 9,95 + 0,24 + 0,037 + 0,56 = -3,62 \text{ m.}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 9.95 - 5.19 - 0.3 - 0.24 - \frac{(0.85)^2}{2 * 9.81} - 0.56 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3,62m$$

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\Delta_{axe \ de \ la \ pompe} = \Delta_{min} + h_{a}^{ad} - \eta$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 277 - 3 + 0,72 \Rightarrow \nabla_{min} = 274.72mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 274.72 + (3.62) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 278,04mNGA$

➤ Pour les Pompes immergées

Le calage d'une pompe immergée doit être inférieur au niveau dynamique **(0-3) m**.

IV.2.11.Choix du moteur électrique

Qu'elle provienne du secteur de distribution public ou privé, l'énergie électrique nécessaire au moteur se trouve généralement disponible sous forme de courant alternatif.

Corrélativement, les moteurs utilisables sur ce genre de distribution sont donc des moteurs synchrones ou asynchrones.

Les moteurs synchrones ne sont généralement utilisés que dans la gamme des fortes puissances.

Dans la gamme des moyennes puissances, on utilise pratiquement le moteur asynchrone, de construction très simple donc particulièrement robuste. C'est le moteur le plus adapté à l'entraînement des pompes centrifuges.

Le type de moteur à adopter doit répondre à un certain nombre d'exigences, elles-mêmes fonction du milieu dans lequel on utilise le groupe. On cite parmi ces exigences :

- la puissance absorbée par la pompe
- la puissance de la pompe (sur l'arbre du moteur)
- disposition de l'arbre de transmission
- vitesse de rotation de la pompe.
- type du moteur.
- tension d'alimentation du moteur.

a) Vitesse de rotation du moteur

Exprimées en tours/minute, les vitesses de rotation les plus généralement utilisées à l'entraînement des pompes centrifuges des moteurs asynchrones et les vitesses de synchronisme des moteurs asynchrone sont, en principe, les suivantes :

500 - 600 - 740 - 1 000 - 1 500 et 3 000 tr/min.

Etant supposé un moteur à courant alternatif dont le stator comporte n paires de pôles, alimenté sous une tension de fréquence f , sa vitesse de rotation N exprime par la relation :

$$N = \frac{f \times 60}{\eta} \times 0.95 \text{ (t/min)}$$

Application :

$$N = \frac{50 \times 60}{1} \times 0.95 = 2850 \text{ (t/min)}$$

On prend : $N = 3000$ tr/mn

La vitesse de rotation du moteur doit être comprise dans la plage suivante :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où: N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

b) Choix puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m}$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : Hauteur manométrique total (m).

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 92 \%$.

K : coefficient correcteur, il est fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau .IV.16. Coefficient de correction en fonction de la puissance

P (KW)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour : P= 176 KW ; on prend K=1,06 ; $Q_{app} = 41.91$ l/s ; Hmt = 307 m ; $\eta_p = 76.5$ %.

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,04191 * 307 * 1,06}{0,93 * 0,76 * 0,92} = 205,75KW$$

Donc $P_{abs \text{ moteur}} = 205,75KW$

IV.2.12. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Le bâtiment de la station de pompage est destiné à abriter :

- Les équipements hydrauliques;
- Les équipements hydromécaniques et énergétiques;
- Les équipements auxiliaires;
- Locaux de personnel.

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

a) choix du bâtiment :

Tableau. IV.17 : Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	En charge<0	En charge <0 En aspiration>0	En charge<0	En aspiration>0
variation du plan d'eau d'aspiration (m)	1÷2	N'importe	N'importe	H _{adm} < H _a

On a donc un bâtiment de type surface car on un débit de 0.041 m³/s<1.5

- Avantage
 - Cout de génie civil relativement faible par rapport aux autres types
- Inconvénient
 - Prévoir obligatoirement au système d'amorçage des pompes par ce qu'elles sont installées en aspiration.

b) Partie supérieure du bâtiment :

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment L_b = 3, 6, 18, 21, 24 m
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.

- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
 - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

c) **Partie souterraine :**

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou on préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.

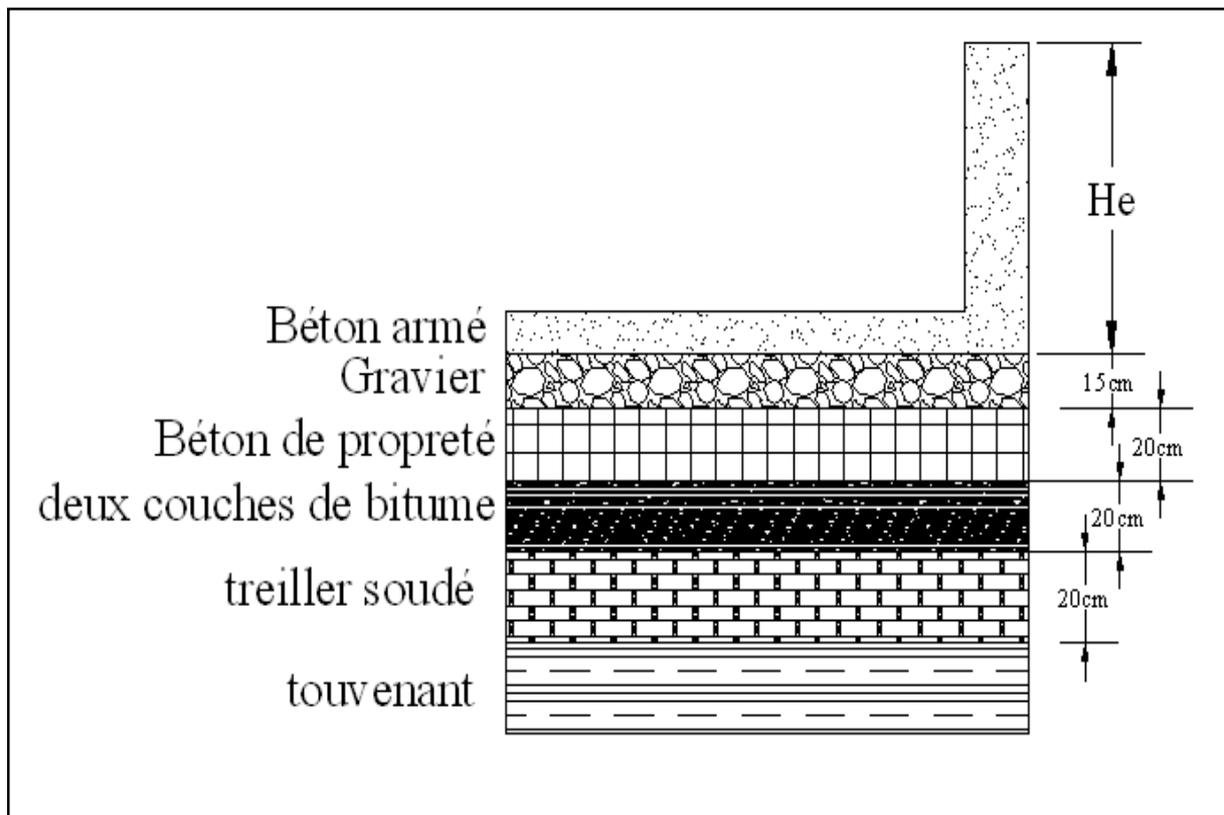


Figure IV.11: Schéma représentatif de la partie souterraine

d) Schéma du bâtiment de la station de pompage :

Le schéma est représenté ci-dessous avec :

- | | |
|-----------------------|----------------------------------|
| 1-armoire électrique. | 2-bureau du chef d'exploitation. |
| 3-bureau de stockage. | 4-salle des machines. |
| 5-porte principale. | 6-porte du personnel. |

Bureau du chef d'exploitation : $H=3m$ et $S= (4 \times 3) m^2$

Bureau du chef personnel : $H=3m$ et $S= (3 \times 5) m^2$

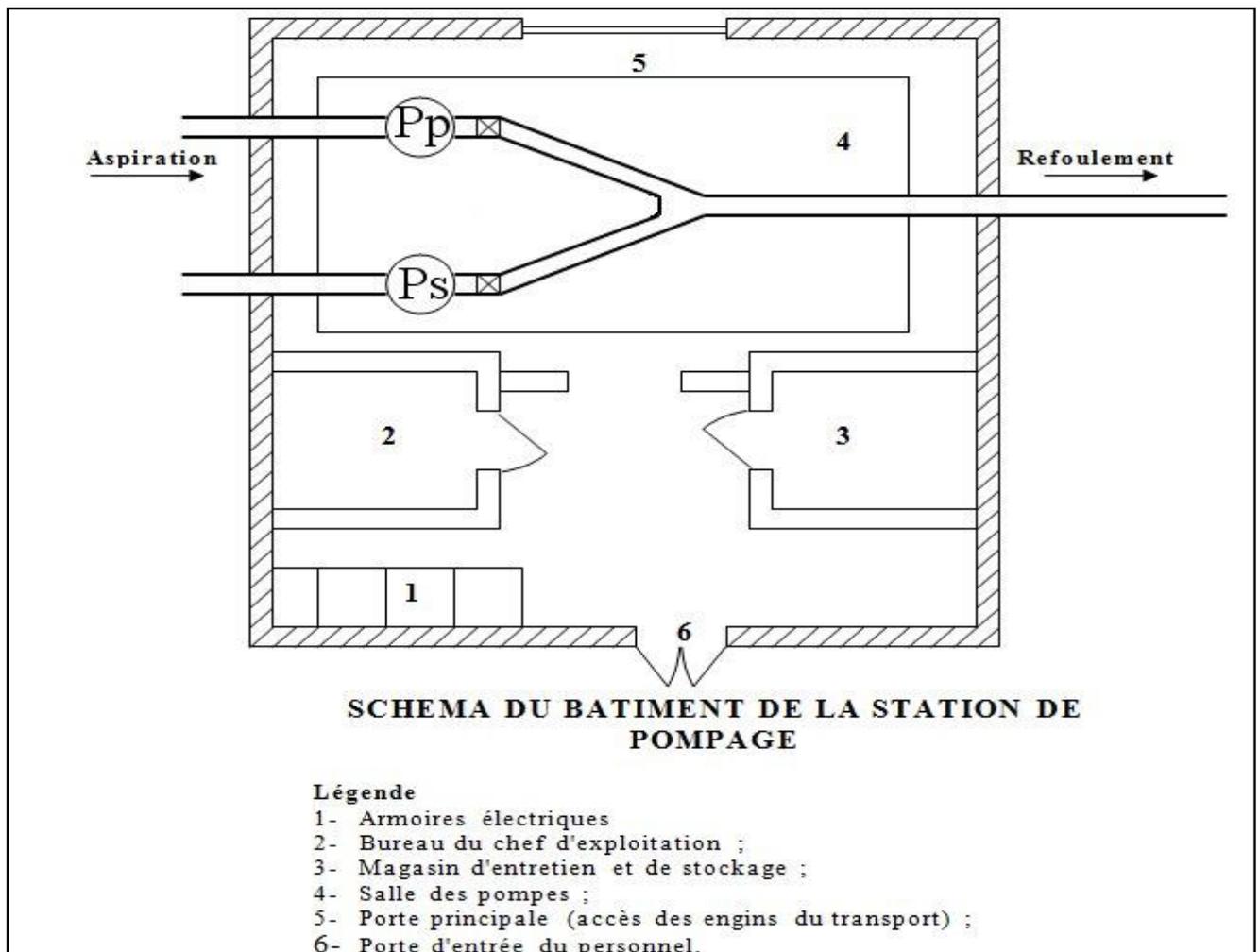


Figure IV.12 : Schéma représentatif du bâtiment de la station de pompage.

IV.3. Projection du réseau de distribution de DJEBABRA à l'horizon 2041 :**A. les critères de renouvellement d'un réseau de distribution d'eau potable :**

Un bon diagnostic de réseau permet de révéler d'éventuels facteurs déclenchant, ou critères de renouvellement, qui justifient la décision d'envisager des travaux de renouvellement.

Les principaux motifs de renouvellement d'un réseau sont listés ci-dessous :

- Dégradation de la qualité de l'eau par le réseau ;
- Dégradation visible de la conduite ;
- Plainte des abonnés pour insuffisance de pression ou de débit ou bien mauvaise qualité de l'eau ;
- Augmentation du nombre de fuites, déterminée en comptabilisant le nombre de fuites réparées par an ;
- Risques de dommages liés aux fuites, notamment dégâts créés par l'eau de fuite ou dégâts engendrés par une interruption de service non programmée pour les abonnés (hôpitaux, industries, ...) ;
- Evolution des besoins des usagers ;

B. Techniques de renouvellement des conduites de réseaux de distribution ;

Les techniques de remplacement des conduites sont citées ci-dessous :

- 1) Pose en tranchée ouverte.
- 2) Pose sans tranchée.
 - a) forage ou fonçage:
 - ✓ Forage directionnel ;
 - ✓ Forage guidé ;
 - ✓ Fonçage horizontal ;
 - b) Techniques destructives :
 - ✓ Remplacement après éclatement ;

1) Pose en tranchée ouverte.

Méthode traditionnelle, elle est parfaitement adaptée aux petites collectivités rurales et elle est généralement préférée comme technique de réhabilitation si l'état de l'ouvrage en place interdit toute intervention ou si le coût se révèle moins important.

Avantage :

- pose d'un ouvrage neuf selon les règles de l'art.
- simple à mettre en œuvre en milieu dégagé.
- souvent plus économique en coût direct à moins de 2 m de profondeur.

inconvénients :

- Risques de coûts indirects importants en milieu urbanisé.
- Gêne occasionnée par ce type de travaux.
- Impossibilité de mise en œuvre dans certains cas : traversée de routes, voies de chemin de fer, cours d'eau, encombrement souterrain, ...

2) Forage / fonçage :

Ces procédés consistent à mettre en œuvre une nouvelle canalisation sans ouverture de tranchée. Ces techniques s'appliquent lorsque l'état de l'ouvrage est tel qu'aucune autre méthode n'est envisageable et que la pose avec tranchée est rendue difficile ou coûteuse du fait de l'environnement.

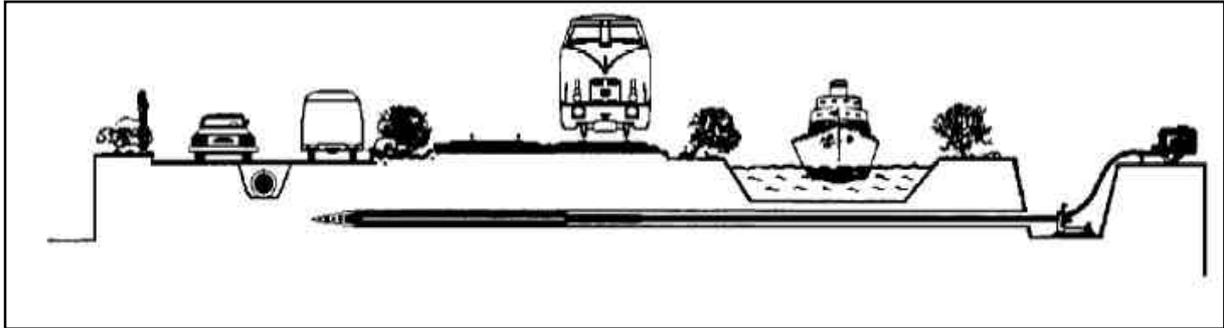


Figure IV.13 : Procédé par forage

On distingue :

✓ Forage directionnel :

Le nouveau tuyau, généralement installé derrière la machine, est en acier ou thermoplastique long en barres soudées sur chantier ou en touret. Cette technique est applicable pour des diamètres de 100 à 1200 mm et des longueurs pouvant atteindre 200 mètres.

✓ Forage guidé :

La machine guidée en surface pénètre le sol par effet combiné mécanique d'un foret et d'un jet d'eau sous pression, et tracte un nouveau tuyau généralement en thermoplastique long en barres soudées sur chantier ou en touret. Cette technique est applicable pour des diamètres de 50 à 250 mm et des longueurs n'excédant pas 50 m par tronçon de travail.

✓ Fonçage horizontal :

Cette technique est réservée aux diamètres nominaux supérieurs à 1000 mm.

Avantages :

- indépendance vis-à-vis des obstacles urbains,
- faible emprise au sol, en général,
- compétitive sur le plan économique.

Limites :

- réalisation de nombreuses fouilles, selon les techniques et le projet,
- respect de hauteurs minimales de couverture (1,2 m en forage dirigé),
- irrégularité des profils dans les terrains hétérogènes,
- reprise délicate des branchements.

3) Technique destructive: Remplacement après éclatement.

Cette technique consiste en un remplacement d'une ancienne canalisation par une nouvelle conduite en PVC ou polyéthylène d'un diamètre supérieur ou égal.

Un marteau éclateur alimenté par air comprimé et tracté à son extrémité est introduit dans la conduite. Des ailerons articulés en tête du marteau sont actionnés par un circuit hydraulique et permettent de pulvériser l'ancienne canalisation.

Une canalisation en PEHD est posée immédiatement dans le sillage de l'éclateur.

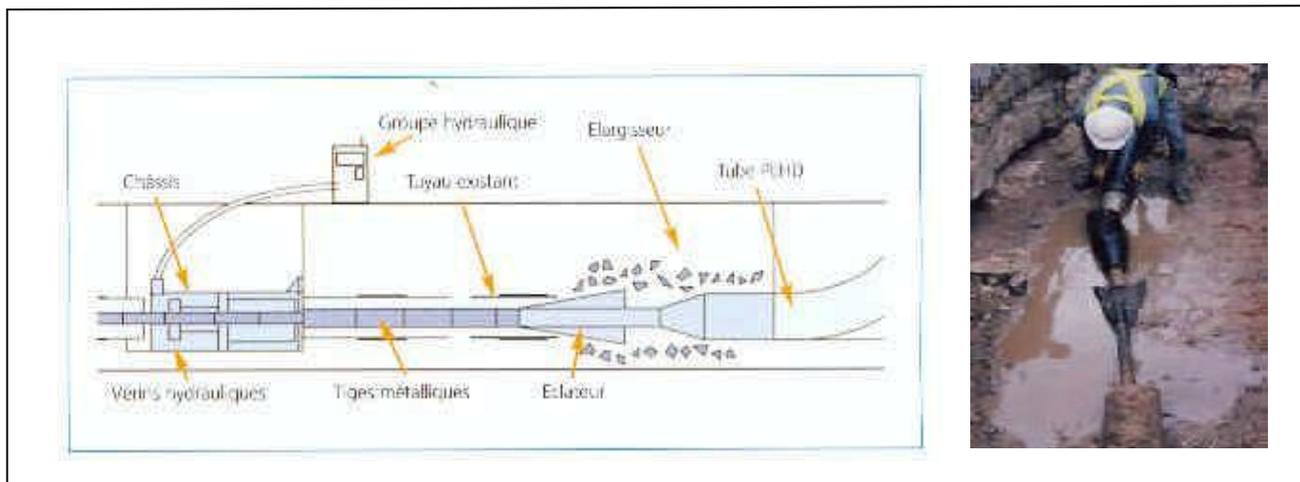


Figure IV.14 : Eclatement de l'ancienne conduite

Avantages :

- conservation de la position de l'ancienne conduite
- possibilité d'augmenter la section de la conduite nécessaire
- réduction des nuisances du chantier
- technologie permettant d'augmenter le diamètre des réseaux existants parfois jusqu'à deux fois le diamètre initial en fonction du type de matériau et de la configuration du réseau.
- peut s'utiliser sur des canalisations en fonte grise, amiante-ciment, béton non armé, fonte ductile ou PVC.

Limites :

- présence de zones de réparation et de branchement particulier
- nécessité de repérer les coudes avant de commencer le travail
- faible hauteur de couverture
- risque pour l'environnement de la conduite (chaussée, autres réseaux)
- difficulté pour casser les raccords d'une réparation antérieure
- progrès limités par des protections en béton
- nécessite de déconnecter pour éviter des dégâts

IV.3.2. Calcul hydraulique du réseau de distribution projeté à l'horizon 2041

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- cas de pointe.
- cas de pointe + incendie.

IV.3.3. Détermination des débits à l'horizon d'étude (2041)**➤ Cas de Pointe**

D'après le tableau II.11 de la consommation horaire de notre agglomération, on constate que la pointe est entre 12h et 13h :

$$Q_{\max, h} = Q_{\text{pte}} = 168,97 \text{ m}^3/\text{h} = 46,94 \text{ L/s}$$

Q_{pte} : Débit de Pointe de consommation

a) Débit route

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{\text{rte}} = Q_{\text{pte}} - \Sigma Q_{\text{cc}}$$

Avec : $\Sigma Q_{\text{cc}} = \Sigma Q_{\text{ind}} = 0$

Donc : $Q_{\text{rte}} = Q_{\text{pte}} = 46,94 \text{ L/s}$

b) Débit spécifique

$$Q_{\text{sp}} = Q_{\text{route}} / \Sigma L$$

Avec :

ΣL : La somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route.

$$\Sigma L_i = 12405 \text{ ml.}$$

Application numérique : $q_{\text{sp}} = \frac{46,94}{12405} = 0,0038 \text{ L/s/ml}$

c) Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte, i} = q_{sp} \times L_i$$

Avec : q_{sp} : Débit spécifique en l/s/ml.

L_i : Longueur du tronçon de l'ordre i.

d) Calcul du Débit nodal

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \times \Sigma Q_r$$

Où : Q_{ni} : Débit au nœud.

ΣQ_r : Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i. Les tableaux ci dessous présentent les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau à l'horizon 2041 :

Tableau IV.18 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté à l'horizon d'étude.

N° du nœud	tronçon	longueur	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	0.5 ΣQr (l/s)
J1	P2	514,07	0,0038	1,95	1,87
	P9	468,04		1,78	
J2	P2	514,07		1,95	4,98
	P3	410,77		1,56	
	P15	1527,83		5,81	
	P21	179,48		0,68	
J3	P3	410,77		1,56	3,39
	P4	744,15		2,83	
	P5	269,68		1,02	
	P8	360,31		1,37	
J4	P4	744,15		2,83	1,41
J5	P5	269,68		1,02	1,51
	P6	282,85		1,07	
	P22	245,08		0,93	
J6	P6	282,85	1,07	1,24	
	P7	367,32	1,40		
J7	P7	367,32	1,40	1,38	
	P8	360,31	1,37		

Tableau IV.18 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté à l'horizon d'étude (suite).

N° du nœud	tronçon	longueur	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	0.5 ΣQr (l/s)
J8	P9	468,04	0,0038	1,78	1,69
	P10	390,96		1,49	
	P11	421,06		1,60	
J9	P10	390,96		1,49	0,74
	P12	276,87		1,05	
	P14	55,44		0,21	
J10	P11	421,06		1,60	2,65
	P12	276,87		1,05	
	P13	694,69		2,64	
J11	P13	694,69		2,64	1,32
J12	P15	1527,83		5,81	6,57
	P16	678,22		2,58	
	P17	1251,26		4,75	
J13	P14	55,44		0,21	4,87
	P16	678,22		2,58	
	P18	1828,36		6,95	
J14	P18	1828,36		6,95	5,23
	P19	923,72	3,51		
J15	P17	1251,26	4,75	5,92	
	P19	923,72	3,51		
	P20	940,26	3,57		
J16	P20	940,26	3,57	1,79	
J17	P21	179,48	0,68	0,80	
	P22	245,08	0,93		

➤ **Cas de Pointe +incendie**

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit d'incendie nécessaire qui est de **17L/s** donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable, c.à.d.au nœud **J1**de cote de terrain **435,65m**

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré

Donc :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r + Q_{cc}$$

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) Sauf au nœud **J16** qui devient : $Q_{N°1} = 1,87 + 17 = 18,87$ l/s.

IV.3.4. Résultat de la simulation hydraulique du réseau projeté pour 2041 :

➤ Cas de Pointe

Après les modifications réalisées nous allons voir le comportement hydraulique du réseau projeté à l'horizon 2041 :

Les résultats de la simulation pour les conduites (vitesse et perte de charge) de notre réseau projeté sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Les résultats de la simulation pour les nœuds (pression et demande) de notre réseau projeté sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

TABLEAU IV.19 : Les résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté.

Label	Start Node	Stop Node	D (mm)	Matériau	Q (L/s)	V (m/s)	PDC (m)	Longueur (m)
P-1	R-1	J-1	250	PEHD	39,57	0,81	1,02	510,05
P-3	J-2	J-3	125	PEHD	7,67	0,63	1,23	410,77
P-4	J-3	J-4	63	PEHD	1,41	0,5	3,72	744,15
P-7	J-7	J-6	63	PEHD	0,95	0,48	0,73	367,32
P-6	J-5	J-6	63	PEHD	1,79	0,63	1,98	282,85
P-15	J-12	J-2	90	PEHD	6,96	1,09	18,33	1527,83
P-14	J-9	J-13	160	PEHD	22,83	1,14	0,39	55,44
P-10	J-8	J-9	125	PEHD	16,15	1,32	4,69	390,96
P-9	J-1	J-8	160	PEHD	29,23	1,45	5,15	468,04
P-11	J-8	J-10	160	PEHD	11,39	0,57	0,84	421,06
P-12	J-10	J-9	90	PEHD	7,42	1,17	3,88	276,87
P-18	J-13	J-14	125	PEHD	8,1	0,66	5,49	1828,36
P-19	J-14	J-15	63	PEHD	2,87	1,02	15,70	923,72
P-17	J-12	J-15	110	PEHD	4,84	0,51	2,50	1251,26
P-13	J-10	J-11	63	PEHD	1,32	0,47	2,78	694,69
P-8	J-3	J-7	75	PEHD	2,33	0,53	1,44	360,31
P-5	J-3	J-5	63	PEHD	0,54	0,45	0,27	269,68
P-16	J-13	J-12	110	PEHD	18,37	1,93	18,99	678,22
P-2	J-1	J-2	160	PEHD	8,47	0,42	0,51	514,07
P-20	J-15	J-16	63	PEHD	1,79	0,63	6,58	940,26
P-21	J-2	J-17	90	PEHD	3,1	0,49	0,54	179,48
P-22	J-17	J-5	75	PEHD	2,3	0,52	0,98	245,04
P-23	R-2	J-13	125	PEHD	8,51	0,69	1,33	333,25

Tableau. IV.20 : Les résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté

Label	Élévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (bars)	Pressure (m)
J-1	435,65	1,87	493,9	5,7	57
J-2	399,14	4,98	445,49	4,5	45
J-3	411,67	3,39	444,25	3,2	32
J-4	428,32	1,41	440,77	1,2	12
J-7	370,24	1,38	442,8	7,1	71
J-6	364,02	2,74	441,98	7,6	76
J-5	392,65	1,51	444,03	5,0	50
J-12	377,36	6,57	464,56	8,5	85
J-13	443,93	4,87	483,78	3,9	39
J-9	442,89	0,74	484,16	4,0	40
J-8	460,18	1,69	488,85	2,8	28
J-10	472,43	2,65	488,05	1,5	15
J-11	467,03	1,32	485,18	1,8	18
J-14	409,2	5,23	477,68	6,7	67
J-15	377,37	5,92	461,56	8,2	82
J-16	287,69	1,79	343,57	5,5	55
J-17	394,18	0,8	444,99	5,0	50

Vu les résultats trouvés de la simulation hydraulique du réseau de distribution projeté pour l'année 2041, on remarque que la pression au niveau de chaque nœud est acceptable, et cela après avoir placé 2 réducteurs de pressions au niveau des tronçons P2, P20 du réseau afin de réduire les pressions au niveau des nœuds qui ont une forte pression, on remarque que les nœuds J7 ; J6 ; J12 ; J15 ont une pression dépassant les 60m et cela à cause la côte du terrain très basse de ces points.

Les vitesses d'écoulement sont admissibles après avoir redimensionné le réseau et changer la plupart des diamètres et on a trouvé la majorité des vitesses entre 0.5m/s et 1.5m/s, à part dans le tronçon P16 qui a une vitesse supérieures à 1.5m/s et cela à cause du débit très fort que véhicule ce dernier.

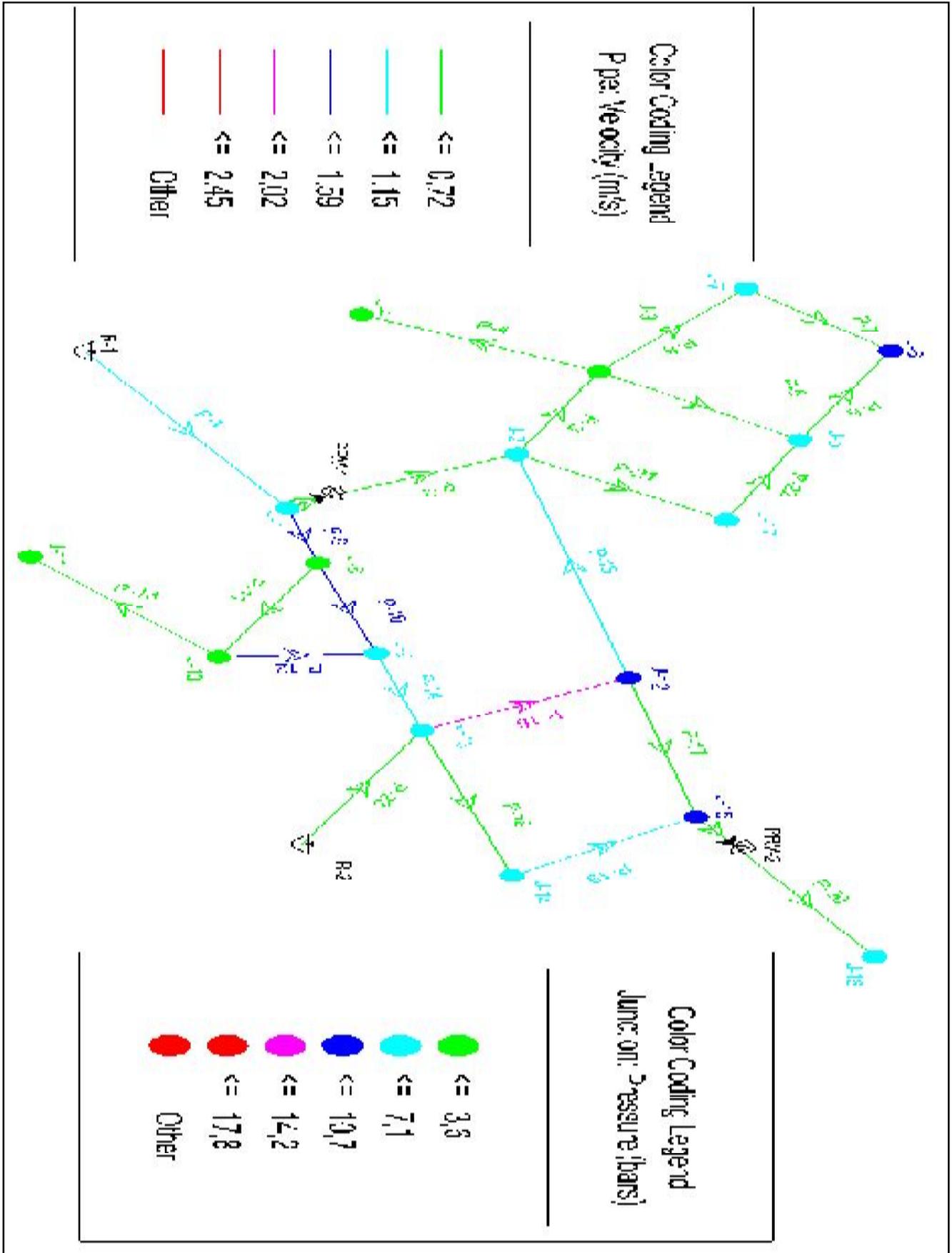


Figure IV.15 : Résultats de simulation du réseau projeté (cas de pointe).

➤ Cas de pointe+incendie

Les résultats de la simulation pour les conduites (vitesse et perte de charge) de notre réseau sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Les résultats de la simulation pour les nœuds (pression et demande) de notre réseau sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

TABLEAU. IV.21 : Les résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté

Label	Start Node	Stop Node	D (mm)	Matériau	Q (L/s)	V (m/s)	PDC (m)	Longueur (m)
P-1	R-1	J-1	250	PEHD	55,62	1,13	2,04	510,05
P-3	J-2	J-3	125	PEHD	7,67	0,63	1,23	410,77
P-4	J-3	J-4	63	PEHD	1,41	0,5	3,72	744,15
P-7	J-7	J-6	63	PEHD	0,95	0,48	0,73	367,32
P-6	J-5	J-6	63	PEHD	1,79	0,63	1,98	282,85
P-15	J-12	J-2	90	PEHD	6,92	1,09	18,33	1527,83
P-14	J-9	J-13	160	PEHD	21,84	1,09	0,33	55,44
P-10	J-8	J-9	125	PEHD	15,48	1,26	4,30	390,96
P-9	J-1	J-8	160	PEHD	28,24	1,4	4,68	468,04
P-11	J-8	J-10	160	PEHD	11,06	0,55	0,84	421,06
P-12	J-10	J-9	90	PEHD	7,09	1,12	3,60	276,87
P-18	J-13	J-14	125	PEHD	8,1	0,66	5,49	1828,36
P-19	J-14	J-15	63	PEHD	2,87	1,01	15,70	923,72
P-17	J-12	J-15	110	PEHD	4,84	0,51	2,50	1251,26
P-13	J-10	J-11	60	PEHD	1,32	0,47	2,78	694,69
P-8	J-3	J-7	75	PEHD	2,33	0,53	1,44	360,31
P-5	J-3	J-5	63	PEHD	0,54	0,45	0,27	269,68
P-16	J-13	J-12	110	PEHD	18,34	1,93	18,99	678,22
P-2	J-1	J-2	160	PEHD	8,51	0,42	0,51	514,07
P-20	J-15	J-16	63	PEHD	1,79	0,63	6,58	940,26
P-21	J-2	J-17	90	PEHD	3,1	0,49	0,54	179,48
P-22	J-17	J-5	75	PEHD	2,3	0,52	0,98	245,04
P-23	R-2	J-13	125	PEHD	9,46	0,77	1,33	333,25

Tableau. IV.22 : Les résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (bars)	Pressure (m)
J-1	435,65	18,87	492,94	5,6	56
J-2	399,14	4,98	445,48	4,5	45
J-3	411,67	3,39	444,24	3,2	32
J-4	428,32	1,41	440,76	1,2	12
J-7	370,24	1,38	442,8	7,1	71
J-6	364,02	2,74	441,97	7,6	76
J-5	392,65	1,51	444,03	5,0	50
J-12	377,36	6,57	464,36	8,5	85
J-13	443,93	4,87	483,52	3,9	39
J-9	442,89	0,74	483,87	4,0	40
J-8	460,18	1,69	488,2	2,7	27
J-10	472,43	2,65	487,45	1,5	15
J-11	467,03	1,32	484,57	1,7	17
J-14	409,2	5,23	477,42	6,7	67
J-15	377,37	5,92	461,36	8,2	82
J-16	287,69	1,79	343,57	5,5	55
J-17	394,18	0,8	444,98	5,0	50

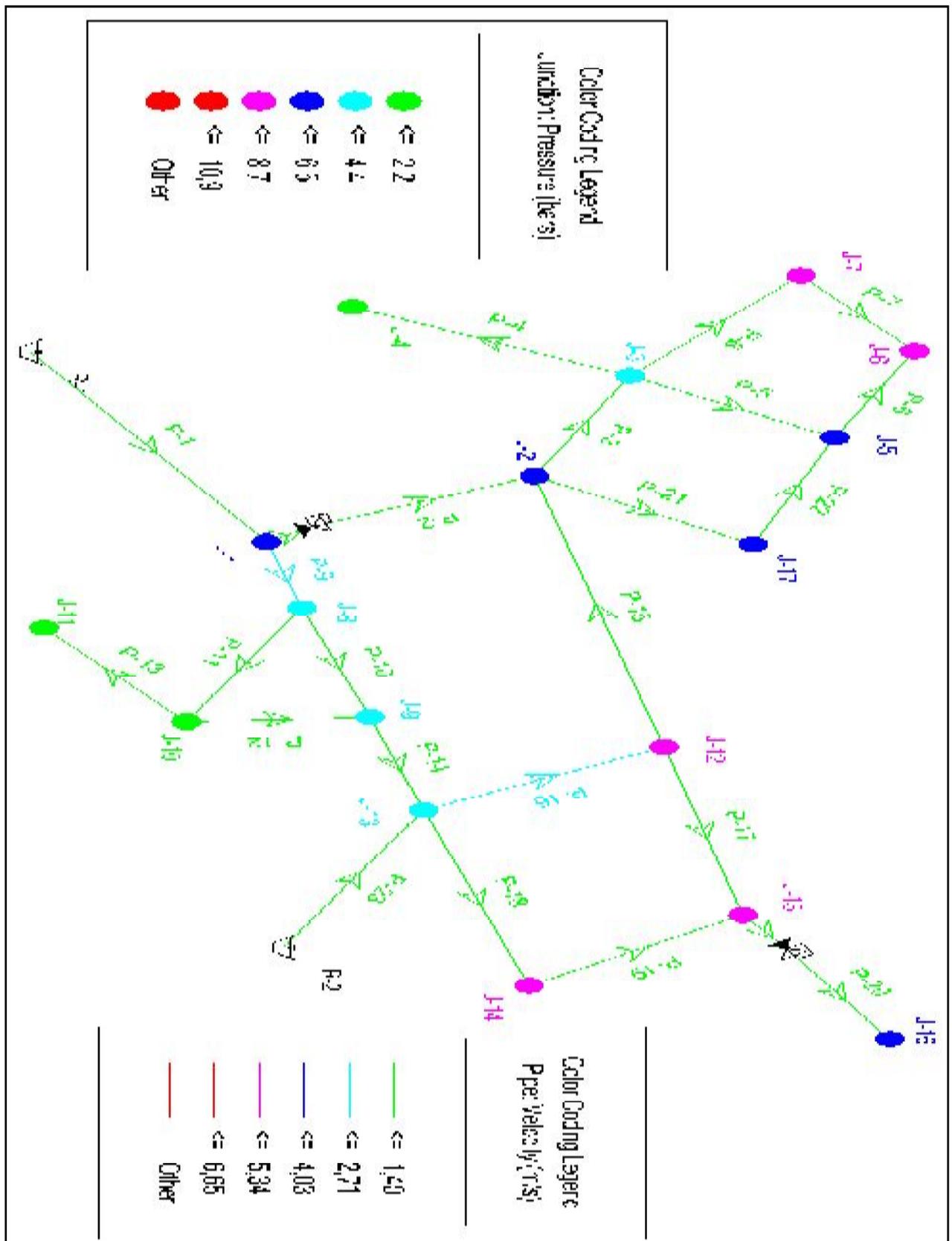


Figure IV.16 : Résultats de simulation du réseau projeté (cas de pointe+incendie).

IV.4. Devis estimatif des travaux de réalisation de l'adduction et du réseau de**distribution projetés**

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire. Pour notre projet cas on a les travaux suivants :

- Renouvellement du réseau de distribution de la commune de djebabra.
- projection de la conduite d'adduction à partir de la station de pompage SP01 vers le réservoir R500m³ projeté.

IV.4.1. Les opérations pour la réalisation de notre projet :

- ✓ Travaux de découpage de la tranchée.
- ✓ Fourniture et pose du lit de sable.
- ✓ Pose des conduites.
- ✓ Travaux de remblaiement de la tranche.
- ✓ transport du volume excédentaire entre déblai et remblai.

IV.4.2. Le devis estimatif et quantitatif :

Tableau IV.23 : devis estimatif et quantitatif :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
déblai en terrain	m ³	7308	200	1461600
lit de sable	m ³	708	1500	1062000
remblaiement de la tranche	m ³	6353	170	1080010
volume excédentaire		955	150	143250
Les conduites				
Ø 63mm	ML	3953	365	1442841
Ø 75mm	ML	630	485	305545
Ø 90mm	ML	1805	694	1252462
Ø 110mm	ML	1929	1028	1983505
Ø 125mm	ML	2630	1291	3395446
Ø 160mm	ML	1459	2109	3076208
Ø 200mm	ML	3674	3364	12359336
Ø 250mm	ML	510	5233	2669092
SOMME				30231296
TVA 17%				5139320
TOTALE				35370616

NB : les prix unitaires sont fournis par la D.R.E BLIDA.

CONCLUSION

Après avoir dimensionné l'adduction et le réseau de distribution d'AEP de la commune de DJEBABRA, on a constaté que la plupart des anomalies trouvées dans le réseau sont dues à la mauvaise gestion du réseau d'AEP et au dysfonctionnement de la plupart des équipements du réseau, donc pour la préservation de ce réseau projeté on doit bien le gérer et entretenir ces accessoires, et cela doit être selon les normes recommandées tout en assurant le débit nécessaire pour le consommateur avec une eau de très bonne qualité .

CHAPITRE

V

Protection et entretien du réseau

Introduction

Les objectifs de la protection des réseaux d'alimentation en eau potable sont multiples :

- éviter toute rupture du service (arrêt d'eau et nuisances engendrées, etc...),
- assurer la qualité du service rendu, la préservation de la ressource (limiter les pertes), maîtriser les coûts d'exploitation.

V.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :

V.1.1. Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

V.1.2. Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation² station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

V.1.3. Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants :

a) Risque de surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au

Le coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux, il y a risque de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Pression négative :

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

c) Fatigues des conduites :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

V.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

a) Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ses moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie restitue cette énergie au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

b) Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

c) Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

d) Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

V.1.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Après un arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a . Si la distance entre la pompe et le réservoir est L , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

V.1.6. Calcul des réservoirs d'air :

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure suivante :

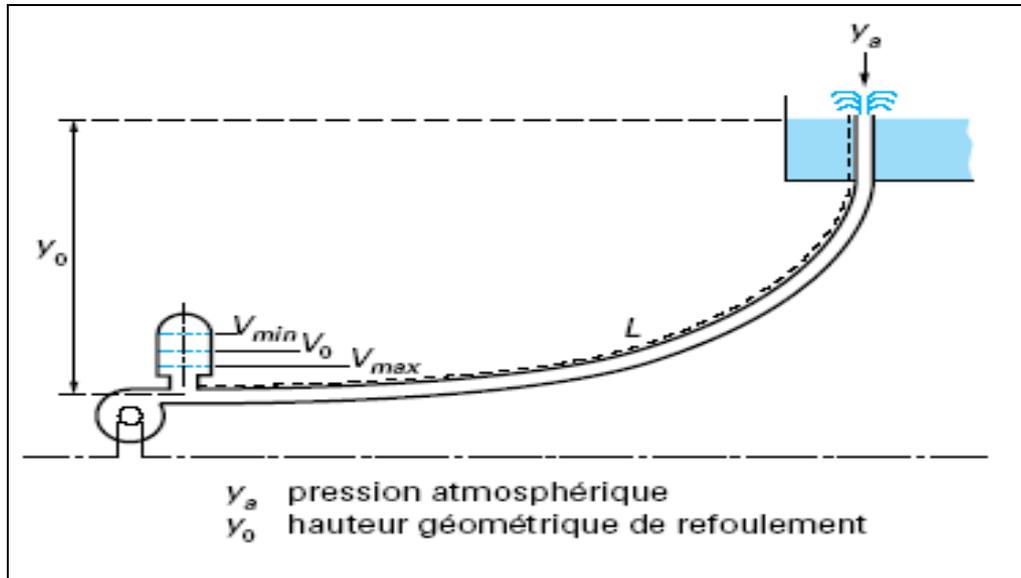


Figure V.1. Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

✓ Méthode de VIBERT

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations mais elle risque de donner des volumes de réservoirs d'air importants dans le cas de grandes installations.

✓ Méthode de BERGERON

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

V.1.7. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT:

Quand la conduite de longueur L et de section constante S est à caractéristique unique (caractères hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air U_0 nécessaire pour le fonctionnement normal est donné par la formule simple :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

Avec :

LS volume de la conduite à protéger,

$Z_0 = Hg + 10$ pression absolue au refoulement, exprimée en mètres d'eau,

$f(Z/Z_0) = (Z_0/Z_{\min}) - \ln(Z_0/Z_{\min}) - 1$

V_0 vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g : l'accélération de pesanteur.

Et on pose : $h_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0}$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

Mais, dans le cas de coup de bélier :

$$Z = Z_{max} = Hg + 10 + \frac{CV_0}{g}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule améliorée par **SALAH. B** pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 1,2*10⁹

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,3 (acier), ν_m=0,5

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe II})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

U_{max}: volume du réservoir d'air.

Application✓ **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau V-1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction SP01-R500m3 :

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	200	0,0314	1.33	3674	214

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V-2: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction SP01-R500m3 :

K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
2.07	1000	0,1636	0,5	0,33	2	1,2	0,0182	487,72

✓ **Calcul de la capacité du réservoir d'air**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume du réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V-3: Calcul de volume de réservoir d'air pour l'adduction SP01-R500m3 :

Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	G (m/s ²)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Volume normalisé (Litre)
224	290,12	1,33	9,81	0,09	4,02*10 ⁻⁴	1,5*10 ⁻²	0,8	1,73	2,16	2500

V.2. Protection des conduites contre la corrosion :**V.2.1.Définition:**

Le contact de l'eau avec les canalisations peut engendrer diverses altérations dont la plus fréquente est la corrosion, qui est un phénomène de détérioration des matériaux de conduite sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques. L'accélération de ce phénomène se traduit par une perforation ou attaque sous forme de croûte ou de rouille, annonçant la diminution de l'épaisseur du matériau de la canalisation.

V.2.2.Les différentes formes de corrosion :**a) Corrosion chimique :**

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que le CO₂ et l'O₂ dans l'eau. La baisse de pH due à l'augmentation de la concentration des ions (H⁺) engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe de la conduite et du milieu ambiant.

b) Corrosion électrochimique :

La corrosion électrochimique est provoquée par une électrolyse caractérisée par la circulation du courant électrique. Les processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrés par la juxtaposition de masse humide et saline (milieu ambiant ou beigne la conduite) de composition chimiquement différente et dans lesquelles le potentiel de la partie métallique en contact (la surface des conduites) sera différent, cela provoquera une dissolution qui représente l'oxydation du métal qui va perdre des électrons dans le cas du fer, où l'état oxydé est plus stable que l'état réduit.

c) Corrosion biologique :

La corrosion biologique est l'attaque des conduites par des bactéries. Il peut alors y avoir formation de composés, tels que le dioxyde de carbone, l'anhydride sulfureux, ou des acides organiques qui détériorent la conduite. La corrosion biologique intervient en particulier dans les canalisations enterrées.

V.2.3.Les facteurs de la corrosion :

La corrosion qu'elle soit interne ou externe, est due soit :

- ✓ À La nature du sol ;
- ✓ Aux installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau potable;
- ✓ La nature de l'eau ;
- ✓ Le matériau de la conduite ;
- ✓ L'agressivité de certaines eaux transportées, due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau ;
- ✓ La variation de la température de l'eau transportée.

V.2.4. Protection des conduites contre la corrosion interne :

Elle est la conséquence des phénomènes chimiques apparaissant au contact des parois internes de la conduite avec l'eau. En effet, les eaux fortement minéralisées provoquent des dépôts, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales de la conduite et éventuellement, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable de :

- D'exiger un revêtement intérieur des canalisations très soigné et constitué :
 - ✓ D'un enduit bitumeux ;
 - ✓ D'un enduit spécial.
- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- Que la pose doit se faire avec soin.



Figure V.2.: Corrosion interne dans une conduite

V.2.5. Protection des conduites contre la corrosion externe :**a) Corrosion externe :**

Cette corrosion est caractérisée par une attaque de la conduite due à des phénomènes extérieurs en liaison soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide canalisations par perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.



Figure V.3.: Corrosion externe dans une conduite

Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- • Protection par revêtement
- • Protection cathodique

b) Les revêtements :

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole la conduite du milieu corrodant à l'aide de revêtements, ces derniers peuvent être, soit d'un métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques où des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin, des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont :

- Couche de zinc avec revêtement.
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement.
- Revêtement en mortier de ciment armé.
- Revêtement en polyéthylène.
- Revêtement en polyuréthane.

V.3. Entretien des réseaux d'alimentation en eau potable

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec exactitude un ensemble de tâches. L'objectif est d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir à chaque usager une desserte en continue et en toute circonstance, dans les bonnes conditions de qualité et de pression.

V.3.1. Maintenance des équipements du réseau :

La maintenance est un ensemble de mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évoluer l'état réel des dispositifs techniques d'un système d'alimentation en eau potable ; en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état. On distingue deux types de la maintenance :

➤ La maintenance préventive :

Elle comporte toutes les opérations de contrôles et d'entretien que l'on effectue sur les ouvrages ou leurs équipements, pour la maintenir en bon état de fonctionnement.

La maintenance préventive est une opération programmée et en se basant sur la définition de la maintenance préventive, on peut distinguer trois concepts principaux :

a) L'entretien courant :

Cela concerne les opérations qui interfèrent le plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation telle que les mesures de surveillance, de contrôle, et de détections des anomalies (bruit, fuites etc....)

b) L'entretien préventif systématique :

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure où :

- Son coût inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement.
- Sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale.

c) L'entretien préventif exceptionnel :

On entend par un entretien préventif exceptionnel un entretien préventif non systématique, c'est-à-dire qui n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une pompe de forage à la suite d'une baisse significative des performances par exemple).

➤ La maintenance curative :

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation à la suite d'une défaillance ou à une mise hors service accidentelle totale ou partielle.

Ces interventions sont généralement caractérisées par un haut degré d'urgence.

Les pannes peuvent être dues :

- ✓ A un défaut d'entretien sur l'ouvrage,
- ✓ A la vétusté du matériel, ou réseau, au quel cas l'entretien préventif peut s'avérer inopérant,
- ✓ A une défaillance des systèmes et organes de protection de l'appareil.

La mise en œuvre d'une maintenance curative efficace nécessite :

- ✓ Une parfaite connaissance des installations à dépanner (plan à jour des installations, fiches techniques des matériels, catalogues et monocultures des pièces de échanges.
- ✓ Du personnel qualifié.

V.4.Équipement des réservoirs :

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir, mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour le nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipement hydrauliques...)

V.4.1.Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle.

Les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

V.4.2.Opération de nettoyage :

La vidange et le nettoyage des réservoirs doit se faire au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d'une désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.

V.4.3. Prévention des accidents (sécurité) :

Un réservoir est un ouvrage qui présente un certain nombre de risques (chutes, noyades, asphyxie,...) pour le personnel d'exploitation et des précautions particulières doivent impérativement être observées :

- Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité.

Ces dispositions doivent comprendre la mise en place des garde-corps, mains-courantes, plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles, crinolines, crosses,...

V.4.4. Contrôle de la qualité de l'eau :

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

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

V.5. Gestion et exploitation des réseaux d'AEP :

Afin d'assurer une bonne gestion de réseau d'adduction et de distribution, il faut que le réseau soit bien conçu en respectant les divers normes, en adaptant les matériaux appropriés, choix du tracé des conduites en dehors des zones sensibles, en respectant les conditions de pose des conduites et équiper le réseau de différents organes et accessoires qui facilitent sa gestion et son entretien.

V.5.1 La surveillance et l'entretien courant des adductions et réseau de distribution :

Les opérations d'inspection et d'entretien qui doivent être effectuées au niveau du réseau sont :

a) Contrôles mensuels :

- ✓ tracé des conduites d'adduction : affaissement, écoulement d'eau, travaux à proximité des conduites
- ✓ ouvrage en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes de regard,
- ✓ ouvrage de croisement, étanchéité

b) Contrôles semestriels :

- ✓ ouvrage en ligne, état étanchéité de la fermeture des trappes de regard,
- ✓ Réducteur de pression, soupape de sécurité et d'Aération,
- ✓ Conduites et organes de robinetterie à l'intérieur des regards

c) Contrôles annuels :

- ✓ organe de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position...)
- ✓ Réducteur de pression, soupape de sécurité d'aération,

- ✓ Bouche d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyaux de prise,
- ✓ Nettoyage des conduites, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout de réseau,
- ✓ Capacité de transit des conduites d'adduction (mesure de débit et pression)

Conclusion :

De ce chapitre, nous pouvons dire que la protection des canalisations d'un réseau est une opération aussi importante que le dimensionnement hydraulique et mécanique, car un bon dimensionnement à lui seul ne suffit pas à garantir la longévité de la conduite et sa sécurité, donc il est indispensable de prévoir des protections contre des problèmes tels que le coup de bélier et la corrosion.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de notre projet d'étude qui consiste à faire un diagnostic sur le réseau de d'AEP de la commune de djebabra, nous espérons avoir atteint les objectifs tracés à savoir :

- Renouvellement du réseau de distribution d'eau potable de la commune de djebabra à l'horizon 2041 en donnant des solutions satisfaisantes et en assurant une desserte en eau suffisante en qualité et en quantité pour les abonnés.
- Dimensionnement d'une adduction à partir de la station de pompage SP01 vers le réservoir R500m³ dans l'objectif de combler le déficit d'eau dont souffre les habitants de la commune de djebabra.

Nous devons retenir de ce mémoire de fin d'étude qu'un bon dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour leur bonne exploitation, donc une gestion rigoureuse de ces derniers est indispensable pour un meilleur rendement et encore assurer la longévité du projet.

Enfin, pour aboutir efficacement à nos buts tracés, nous jugeons utile de protéger les conduites du réseau contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes par la projection des régulateurs de pression, et la projection le long du réseau d'adduction de ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **François Valiron**-«Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement»,
Tome 1 (eau dans la ville, alimentation en eau).435 pages.
- [2]**Mounir BOUSLIMI**. «Notes de cours d'alimentation en eau potable». ESIER.2004.
141 pages.
- [3] **Cécile AJUSTE, Jean-Marc BERLAND, Jean-Luc CELERIER**.
«réhabilitation/remplacement des réseaux d'eau potable en zone rurale». Document technique
FNDAE.2004.118 pages.
- [4] **Jean loup Robert, Ph.D., ing.** «Hydraulique urbaine». Faculté des sciences et de génie,
université LAVAL.2004.168 pages.
- [5] **HAMAS Abderrahmane** « Diagnostic et conception du réseau d'alimentation en eau
potable de la ville de Bordj Ghedir (W. Bordj Bou Arreridj)».2011. ENSH.
- [6] **ZAMOUM Saïd** « Etude de l'adduction en eau potable à partir du barrage koudiet
acerdoune pour l'alimentation des villes de kadiria et lakhdaria (w. Bouira) ».2010. ENSH.

ANNEXE.I.

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	(h)	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

ANNEXE .II.
 ABAQUE DE VIBERT

