

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du réseau d'AEP de la ville de Beni Yelmane
(w. M'sila).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0011-14

APA Citation (APA توثيق):

Terchi, Amel (2014). Dimensionnement du réseau d'AEP de la ville de Beni
Yelmane (w. M'sila)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، 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 RECHERCHES CIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

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 :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'AEP DE LA VILLE
DE BNI YELMANE W.(MSILA)**

Présenté par :

M^{lle}: TERCHI AMEL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^rO.KHODJET-KESBA	PROFESSEUR	Président
M^rA.HACHEMI	M.A.A	Membre
M^{me} S.BERBACHE	M.A.A	Membre
M^rM.DJELLAB	M.C.B	Membre
M^rS.AZZAZ	Ingénieur (seaal)	Invité
M^r B.SALAH	PROFESSEUR	Promoteur

Septembre-2014

Remerciements

Je rends grâce à Dieu le tout puissant et miséricordieux pour m'avoir donné la force et les moyens d'achever ce travail.

Je tiens à remercier, toute l'équipe pédagogique de L'ENSH, pour avoir assuré la partie théorique ainsi que tous les différents intervenants professionnels.

Je remercie tout particulièrement, Monsieur B.SALAH pour ses directives et ses orientations et pour le temps qu'il m'a accordé.

Je remercie également, toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Grand merci à vous tous

A. TERCHI

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère, très cher père

Et ma grande mère que Dieu la protège

Aux meilleurs frères et sœurs et toute ma famille

Tous mes enseignants débutant du primaire jusqu'a ce niveau d'étude.

Et tous mes amis de l'ENSH

AMEL TERCHI

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو القيام بتشخيص شبكة المياه الصالحة للشرب لمنطقة بني يلمان، المتواجدة بولاية المسيلة وذلك من اجل تحديد النقائص الموجودة في المياه الجوفية و نظام التوزيع وكذلك خزانات المياه .
هذا التشخيص سمح لنا بانشاء شبكة جديدة لأفق 2038 ، من اجل تلبية حاجيات المستهلكين من ناحية كمية التدفق و الضغط الكاف .

Résume :

Le but de notre étude est de faire un dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la région de BNI YELMANE se trouvant à la wilaya de MSILA, en déterminant les défaillances des forages, du système de distribution ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs d'eaux) .

Cette détermination nous a induit à dimensionner un nouveau réseau à l'horizon de 2038, afin de satisfaire les consommateurs du point de vue débit et pression suffisante .

Abstract

The purpose of this study is to dimensioned the network of drinking water to region of BNI YELMANE (State: MSILA) . We are going to check the failures of drillings ,system of distribution and the satisfaction of the water tanks. This verification would allow us to design a new network on the horizon of 2038 so as to satisfy the consumers' needs in terms of rate and pressure sufficiency.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : données de base de l'agglomération

1.1 Introduction.....	2
1.2 Situation géographique	3
1.3 Situation topographique	3
1.4 Situation climatologique	4
1.4.1 Le climat	4
1.4.2 La pluviométrie	4
1.5. Situation géologique et géotechnique	6
1.6 Situation hydraulique	6
1.6.1 Ressource en eau	6
1.6.2 Réservoirs de stockage	7
1.6.3 La station de pompage :.....	8
1.6.4 Description de la chaine d'adduction	9
1.7 description du réseau de distribution de BmiYelmane	9
1.8 Le linéaire des conduites	10
1.9 Etat des équipements et le réseau de distribution actuel	11
Conclusion.....	12

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable

2.1 Introduction.....	13
2.2 Catégories des besoins en eau	13
2.3 Evolution de la population et perspective du développement	13
2.4 Evaluation des besoins en eau potable	14
2.4.1 Evaluation de la Consommation moyenne journalière	15
2.4.2.3 Consommation moyenne journalière des différents équipements	15
2.5 Variations de la consommation journalière	17
2.6 Variation de la consommation horaire	17
2.6.1 Débit moyen horaire	18
2.6.2 Débit maximum horaire	18
2.6.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	18
2.7 Billon ressources / besoins	22
Conclusion.....	23

Chapitre 3 : Etude des réservoirs

3.1 Introduction	24
3.2 Rôles des réservoirs	24
3.3 Classification des réservoirs	25
3.4 Emplacement des réservoirs	26
3.5 Equipement des réservoirs	26
3.5.1 Généralités	27
3.5.2 Equipements d'intervention	27
3.5.3 : Equipements de nettoyage	27
3.5.4 : Equipements hydrauliques	28
3.5.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation	28
3.5.4.2 Par sur verse	28
3.5.4.3 Par-dessous ..	29
3.5.4.4 Conduite de départ ou de distribution	29
3.5.4.5 Conduite de trop-plein	29
3.5.4.6 Conduite de vidange	29
3.5.4.7 Conduite by-pass	30
3.5.4.8 Matérialisation de la réserve d'incendie	30
3.5.4.9 Système automatisé	31
3.6 Détermination du volume des réservoirs	31
3.6.1 Méthode analytique	32
3.7 Détermination de la capacité de stockage	33
3.8 Conclusion	38

Chapitre 4 : projection du nouveau réseau de distribution

4.1 Introduction	39
4.2 Choix du matériau des conduites	39
4.3 Choix du type de réseau de distribution	40
4.3.1 Le réseau ramifié	40
4.3.2- Le réseau maillé	40
4.3.3- Le réseau étagé	40
4.3.4- Les réseaux combinés (ramifié et maillé)	40
4.3.5- Principe du tracé du réseau combiné	41
4.4 Raisonnement hydraulique pour le calcul du système d'alimentation en eau potable à l'horizon 2038	41

4.4.1 Détermination des débits (routes et nœuds)	42
4.4.2 Le calcul hydraulique	48
A Calcul hydraulique de la zone 1	58
B Calcul hydraulique de la zone 2	57
4.5 Accessoires du réseau	66
4.5.1 Équipement du réseau de distribution	66
4.5.2 Appareils et accessoires du réseau	66
4.6 Conclusion	76

Chapitre 5 : Etude de pompage et adduction

5.1 Introduction	68
5.2 Recommandation sur les adductions	68
5.3 Choix du tracé	68
5.4 Choix du matériau	69
5.5 Dimensionnement de l'adduction	70
5.5.1 Méthode de calcul	70
5.5.2 Dimensionnement de l'adduction (Forage projeté (18l/s)-R(500+250m ³)	74
5.5.3 Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement	77
5.5.4 Calcul des diamètres avantageux du tronçon gravitaire	79
5.6 Etude de pompage	84
5.6.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage	84
5.6.2 Choix du type de pompe	84
5.6.3 Choix du nombre de pompes	84
5.6.4 Détermination de la courbe caractéristique de la conduite	86
5.6.5 Réglage de la pompe	86
5.6.7 Dimensionnement des équipements de la pompe	86
5.7.3 Etude de cavitation	87
5.5.1.5 Le moteur électrique	88
5.7.4 Dimensionnement du bâtiment	89
5.8 Conclusion	93

Chapitre 6 : protection des conduites contre le coup de bélier

6.1 Introduction	94
6.2 Causes du coup de bélier dans les adductions	94
6.3 Estimation théorique de la célérité de propagation des ondes dans les conduites	94
6.4 Calcul du volume du réservoir d'air	95
6.4.1 Méthode de calcul du réservoir d'air	95
6.4.2 Protection de la conduite en refoulement contre le coup de bélier	95
6.4.3 Protection anti bélier de la conduite gravitaire entre le réservoir tampon et le réservoir 1000m ³	98
6.5 Conclusion	101

Chapitre 6 : pose de canalisation et accessoires

7.1 Introduction	102
7.2. Pose de la canalisation	102
7.2. Principe de Pose de la canalisation	102
7.2.3 Pose de canalisation en galerie	102
7.2.4 Traversé d'un oued	105
7.3 Accessoires du réseau	106
7.3.1 Équipement du réseau de distribution	106
7.3.2 Appareils et accessoires du réseau	106
7.4 Conclusion	117

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1: Données de base de l'agglomération

Figure 1.1 Situation de la Zone d'étude. (Source APC Bni Yelmane)	2
Figure 1.2 les limites de la ville de Bni Yelmane ; (Source APC Bni Yelmane)	3
Figure 1.03 Vue du réservoir semi enterré de volume 500 m ³	7
Figure 1.04 Vue du réservoir semi enterré de volume 1000 m ³	7
Figure 1.05 Vue du réservoir semi enterré de volume 250+500 m ³	8
figure 1.6 station de pompage de Bni Yelmane	8
Figure1.7 présentation des linéaires de distribution	10

Chapitre 2: Estimation des besoins en eau potable

Figure 2.1 : Estimation de la population pour différents horizons	13
Figure2.2 histogramme de consommation journalière de la zone 1	19
Figure 2.3la courbe cumulée de la zone 1	19
Figure 2.4 histogramme de la consommation journalier de la zone 2.....	21
Figure 2.5la courbe cumulée de la zone 2	21

Chapitre 3 Etude des réservoirs

Figure 3.1Arrivée par sur verse	27
Figure 3.2Arrivée par sur verse	27
Figure 3.3Arrivée par dessous	27
Figure 3.4Arrivée par-dessous	27
Figure 3.5 Conduite de départ	28
Figure 3.6 Conduite de vidange et de trop plein	29
Figure 3.8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie	30
Figure3.9 Courbe d'apport et courbe de consommation total	32

Chapitre 4: Projection du nouveau réseau de distribution

Figure 4.01 Schéma du réseau de distribution de la zone (1)	48
Figure 4.02 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 1 cas de pointe	49
Figure 4.03 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 1 cas de pointe +incendie	50
Figure 4.4 Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe	53
Figure 4.5 Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe+incendie	54
Figure 4.06 Schéma montrant le nœud 15 de la zone (1)	56
Figure 4.07 Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe	62
Figure 4.08 Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe +incendie	65

Chapitre 5: Etude de pompage et adduction

Figure 5.1 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (FP-R750m ³)	76
Figure 5.2 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP-R1000m ³)	79
Figure 5.3 Schéma synoptique projeté de L'AEP de la ville de Bni Yelmane	83
Figure 5.4 Les courbes caractéristiques de la pompe	85
Figure 5.5 Les courbes caractéristiques de la pompe.....	92

Chapitre 6: Protection des adductions contre le coupe de bélier

Figure 6.1 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir	96
Figure 6.2 Graphe de la loi de manœuvre de la vanne.....	100

Chapitre 7: Pose de canalisations et accessoires

Figure 7.1 Schéma favorable de pose de canalisation	102
Figure 7.2 Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire	104
Figure 7.2 Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire	104
Figure 7.3 Pose de canalisation en galerie	105
Figure 7.4 Pose de canalisation en traversée de oued	106
Figure 7.5 Vanne de régulation	107
Figure 7.6 Vanne à papillon	108
Figure 7.7 Vanne à survitesse	109
Figure 7.8 Robinet altimétrique	110
Figure7.9: Robinet à opercule	111
Figure7.10 Appareil de régulation à membrane	112
Figure7.11 Joint de démontage	113
Figure7.12 Robinet vanne	114
Figure7.13 Poteau d'incendie	114

Figure7.14 Clapet anti retour	115
Figure7.15 Venteuse	115
Figure7.16 Pièces spéciales	116

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1: Données de base de l'agglomération

Tableau 1.1 Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de M'SILA (2009)	4
Tableau 1.2 Répartition mensuelle de la température	5
Tableau 1.3 vitesses et directions du vent	5
Tableau 1.4 Caractéristiques des réservoirs	7
Tableau 1.6 Equipements de la station et leurs états	8
Tableau 1.7 Caractéristique des conduites d'adduction	9
Tableau 1.8 Conduites du réseau de distribution	10
Tableau 1.9 état des équipements	11

Chapitre 2: Estimation Des Besoins En Eau potable

Tableau 2.1 Estimation de l'évolution de la population	13
Tableau 2.2 Résumé le nombre d'habitants pour chaque zone	13
Tableau 2.3 Besoins moyens en eau potable domestique de Bni Yelmane	14
Tableau 2.4 Besoins en eau des différents équipements	15
Tableau 2.5 Débit moyen journalier pour l'horizon 2038	15
Tableau 2.6 Calcul des consommations journalières de Bni Yelmane	16
Tableau 2.7 Débit moyen horaire	17
Tableau 2.8 β_{\max} , $K_{\max h}$ et $Q_{\max h}$ pour les différentes zones	17
Tableau 2.9 La consommation en eau potable de la zone 1	18
Tableau 2.10 La consommation en eau potable de la zone 2	20
Tableau 2.11 Comparaison ressources/besoins	22

Chapitre 3: Etude des réservoirs

Tableau 3.1 Détermination de la capacité du stockage de la zone 1	32
Tableau 3.2 Détermination de la capacité du stockage de la zone 2	34
Tableau 3.4 Evaluation du volume résiduel du réservoir de tampon	36

Chapitre 4: Projection de nouveau réseau de distribution

Tableau 4.1 Comparaison entre les différents types de matériau	38
Tableau 4.2 Récapitulatif des débits de la zone (I)	43
Tableau 4.3 Récapitulatif des débits de la zone (II)	43

Tableau 4.4 Calcul des débits routes et nodaux de la zone (1)	44
Tableau 4.5 Calcul des débits routes et nodaux de la zone (II)	45
Tableau 4.6 caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe) de la zone1	51
Tableau 4.7 : Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (1)	52
Tableau 4.8 caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe+incendie) de la zone1	54
Tableau 4.9 Calcul hydraulique en cas de pointe+incendie de la zone (1)	55
Tableau 4.10 Détermination de la pression au point 15 du réseau	57
Tableau 4.11 Les débits de dimensionnement pour le cas de pointe	58
Tableau 4.12 : Les diamètres pour le cas de pointe	59
Tableau 4.13 Paramètre hydraulique du réseau en cas de pointe de la zone 2	60
Tableau 4.14 calcul hydraulique en cas de pointe de la zone2	61
Tableau 4.15 Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe+incendie de la zone (2).....	63
Tableau 4.16 Calcul hydrauliques en cas de pointe+incendie de la zone (2)	64

Chapitre 5 : Etude de Pompage

Tableau 5.1 Calcul de la Hmt du tronçon (F P-R(500+250)m ³)	74
Tableau 5.2 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F P-R250+500m ³)	74
Tableau 5.3 Calcul des frais d'exploitation du tronçon (FP-250+500m ³)	75
Tableau 5.4 Bilan du tronçon (FP-250+500m ³)	75
Tableau 5.5 Calcul de la Hmt du tronçon (S P-R(1000)m ³)	76
Tableau 5.6 Calcul des frais d'amortissement du tronçon (S P-R1000m ³)	77
Tableau 5.7 Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP-R1000m ³)	78
Tableau 5.8: Bilan du tronçon (FP-250+500m ³)	77
Tableau 5.9 Coefficients K', m et β pour différents types du tuyau	79
Tableau 5.10 calcul des diamètres pour le tronçon RT-R1000m ³	80
Tableau 5.11 Calcul des diamètres normalisés pour le tronçon RT-R1000m ³	81
Tableau 5.12 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	85
Tableau 5.14 Pression atmosphérique en fonction de la cote	87
Tableau 5.15 Tension de vapeur en fonction de la température.	87
Tableau 5.16 Caractéristique du groupe électropompe immergé du forage	91

Chapitre 6 Protection des canalisations

Tableau 6.1 Résultats de calcul	97
Tableau 6.2 Les volumes des différents réservoirs d'air	97
Tableau 6.3 Calcul des paramètres adimensionnels du coup de belier	99

LISTE DES PLANCHES

Planche -1- : Levé topographique avec le réseau d'aep projeté de BniYelmane W. M'sila.

Planche -2- : Profil en long de l'adduction projetée (FP-R750m³). de BniYelmane W. M'sila.

Planche -3- : Profil en long de la canalisation principale de la zone (1) de Bni Yelmane W.M'sila.

Planche -4- : Profil en long de la canalisation principale de la zone (2) de BniYelmane W. M'sila.

Planche -5- : Profil en long de l'adduction projetée (SP-R1000m³) de BniYelmane W. M'sila.

Planche -6- :Détail des nœuds.

Planche -7- : Schéma des pompes.

INTRODUCTION GENERALE

Les ressources en eaux de surface et souterraines sont l'une des richesses capitales d'un pays. L'eau reste une ressource limitée et vulnérable qui est indispensable à la vie, au développement et à l'environnement. Sa protection et sa bonne gestion sont donc une nécessité. Pour arriver au consommateur elle passe par le réseau d'alimentation en eau potable qui est un ensemble complexe constitué d'ouvrages de pompage, de réservoirs, de canalisations, et d'accessoires de robinetterie et des branchements qui desservent les installations intérieures des abonnés.

Le bon dimensionnement de ce réseau permettra de réduire son coût et aussi de limiter les fuites d'eau qui peuvent subvenir lors de sa mise en charge donc nous ferons une économie considérable.

Actuellement l'agglomération d'étude reconnaît un problème crucial en point de vue distribution en eau potable

Le réseau existant est déjà vétuste caractérisé par des cassures, des dysfonctionnements et d'importantes fuites : ce qui ne satisfait pas les besoins en eau des habitants.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé étude de dimensionnement du nouveau réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération de Bni Yelmane (W, M'sila).

Cela consiste à faire une étude général du réseau existant et détecter tous les problèmes que ce dernier rencontre pour en dimensionner un nouveau réseau à l'horizon de 2038 qui assurera un débit et une pression suffisante.

1.1. Introduction

Un projet d'alimentation en eau potable exige quelques données de base qui seront nécessaires pour son élaboration et notamment le dimensionnement du système d'alimentation qui lui sera affecté. Nous devons donc considérer l'étude de la situation actuelle au point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique notamment

La présente étude, réalisée conformément à la demande de l'agglomération de Bni Yelmane, a les objectifs suivants :

Mettre en évidence les insuffisances du réseau ou des ouvrages pour répondre à la demande en eau potable actuelle et future Par :

- Une analyse du système existant (réseau /adduction/ouvrages).
- faire un bilan de l'adéquation des besoins en eau de l'agglomération.
- Une simulation de fonctionnement du réseau.

Définir les améliorations à apporter pour assurer la desserte quantitative et qualitative des abonnés en toute sécurité.

-Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur le site, de procéder à la collecte des données et informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la Subdivision d'hydraulique et les services techniques concernés.



Figure 1.1: Situation de la Zone d'étude. (Source APC Bni Yelmane).

1.2. Situation géographique :

La ville de BENI YELMANE est située au Nord-Ouest de la Wilaya de M'sila faisant partie limitée par deux autres Wilaya, traversée par une route nationale (RN60) vers SIDI AISSA ; et se trouve à 70 km du chef-lieu de la Wilaya. La ville de Beni Yelmane dotée d'une situation géographique d'une importance non négligeable ce qui la rend un passage presque obligé de Nord en Sud et un nœud d'articulation sur le plan régional.

Nous noterons ici dans l'étude établie par l'Agence Nationale d'Aménagement du territoire ^ ANAT^, qu'elle est citée parmi les communes qui seront appelées à jouer dans un futur très proche de pôle dans la région.

La commune occupe une surface totale de 124 hectares dans une forme géométrique organique plus ou moins régulière.

LA ville de BENI YELMANE est limitée par :

- Au Nord par la commune de Ben Daoud (W de BORDJ B).
- A l'Est par la commune d'Ouanougha (W de M'sila).
- A l'Ouest par la Wilaya de Bouira .
- Au Sud par la commune de Sidi Hadjres (W de M'sila).



Figure 1.2 les limites de la ville de Bni Yelmane ; (Source APC Bni Yelmane).

1.3. Situation topographique :

Le centre de Beni Yemane repose sur une assiette accidentée qui a une pente très forte du Nord vers Sud et de l'Ouest vers l'Est .Elle est située aux pieds d'une chaîne montagneuse.

La différence d'altitude est de l'ordre de 165 mètres.

De ce fait la morphologie apparait très nette ; un réseau hydrographique important composé de cours d'eau saisonnier qui parcourt le centre du Nord vers le Sud .

Les terrains affleurant ont principalement le résultat de l'érosion ; l'affleurement est rocheux.

1.4. Situation climatologique :

1.4.1 .Le Climat :

Le climat peut être défini ou observé à différentes échelles qui sont par ordre croissant d'établir ce microclimat, le climat local, le climat régional, et le climat général. L'étude climatique nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité et les vents. La région est caractérisée par un climat méditerranéen continental à étage bioclimatique semi-aride.

1.4.2 .La Pluviométrie :

Les moyennes mensuelles et totales annuelles des précipitations en mm sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de M'SILA (2009)

Mois	Jan	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total annuel
P (mm)	29	34	31	40	33	10	3	13	13	34	30	42	318

Source : ANRH de M'SILA Station météorologique de M'SILA (2009)

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle de 318 mm qui se répartit sur deux (02) périodes distinctes.

Une période concernant la saison estivale (Juin, Juillet et Aout) marquée par des faibles pluies d'une moyenne de 9 mm.

Une deuxième période concernant les autres saisons de l'année, marquée par une abondance des pluies comparativement de la première.

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 26mm et s'accroissent en hiver (Décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 35mm.

1.4.3. La Température :

La région de BniYelmane a une température moyenne de 15 C°.

Tableau 1.2 Répartition mensuelle de la température :

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp (°C)	8	9	11	13	16	21	28	27	20	16	13	9

Station météorologique de M'SILA(2009)

L'analyse des températures mensuelles mis en valeur l'existence de deux saisons :

- Une saison froide qui s'établit du mois Octobre au mois Avril.
- Une saison chaude qui s'établit du mois Mars au mois Septembre.

1.4.4. Le Vent :

- Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.
- **tableau 1.3 vitesses et directions du vent**

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	MOY
VIM	6	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7	6,2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
Fréq	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	51,1

Source : ANRH de M'SILA.

- VIM = Vitesse de vent moyen en m/s.
- DIV = Direction de vent.
- Fréq = Fréquence moyenne mensuelle %.

1.5. Situation géologique et géotechnique :

Le sol de la région de BniYelmane, situé à la limite d'une zone stable et d'une zone mobile, a été le siège d'une lutte incessante entre les apports terrigènes venant du sud et du nord-ouest et les incursions marines issues du géosynclinal tellien. Cet antagonisme se trouve inscrit dans les sédiments qui évoluent rapidement des faciès marins (carbonatés) aux faciès continentaux (gréseux) en passant par tous les stades intermédiaires.

Sur le plan tectonique, l'Atlas saharien de la région est compartimenté par des reliefs accidents SW-NE et E-W, qui déterminent des panneaux à structure différente. Les plis proprement dits peuvent se différencier en deux grands ensembles : les plis septentrionaux

avec de larges voûtes affectées de cassures et les plis méridionaux qui présentent un style typique « Atlas saharien » avec prédominance des synclinaux à fonds parfois larges, encadrant des anticlinaux allongés.

Le sous-sol est généralement constitué de tuf argileux à calcaire jaunâtre à blanchâtre dans la couche supérieure et de calcaires et de marnes en profondeur, renfermant des traces de gypse. Nous reproduisons ci-dessous les coupes lithologiques des deux sondages carottés.

1.6. Situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle de système d'alimentation en eau potable de la ville de BNI YELMANE et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage et revoir le réseau de distribution et de l'adduction.

1.6.1. Ressource en eau :

1.6.1.1 Eaux superficielles :

L'agglomération de Bni Yelmane appartient à la région des hauts plateaux ou l'apport moyen annuel varie entre 500 et 600 mm/an.

Il n'existe aucun ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable de la ville de Bni Yelmane.

1.6.1.2 Eaux souterrain

La mobilisation des ressources en eaux souterraines pour l'agglomération de Bni Yelmane ; au Nord West à partir du forage de Saouli (forage de 20 l/s) pour un temps de pompage de 20 heures par jours.

1.6.2 Réservoirs de stockage :

1.6.2.1 Présentation :

Le centre de Bni Yelmane possède actuellement trois réservoirs de stockage ; Un premier réservoir de stockage (le plus ancien) composé de deux réservoirs ; l'un de 250 m³, l'autre de 500m³. Situés au Nord West de la ville. Il est alimenté par refoulement à partir d'un forage de Saouli(20l/s)

Un second réservoir tampon de stockage constitué d'un seul réservoir de 500 m³. Situé au Nord de la ville. Il est alimenté par refoulement à partir de la station de pompage.

Un troisième d'une capacité de 1000 m³. Situé au Nord Est de la ville de BniYelmane. Il est alimenté gravitaire à partir d'un réservoir tampon.

1.6.2.2. Caractéristiques des réservoirs :

L'état physique des réservoirs est jugé bon par conséquent il sera maintenu pour l'horizon d'étude avec un éventuel renforcement par d'autres réservoirs si cela s'avère nécessaire.

Tableau 1.4 : Caractéristiques des réservoirs

Réservoirs existants	Capacité (m ³)	Coordonnée	Cote radier m	Côte du trop-plein (m)	Forme du réservoir	Type	Etat de génie civil	Zone de distribution
1 ^{er}	250+500	X=3801.6 y= 640.7	1014.00	1019.00	Circulaire	Semi-enterré	Bon	Zone2
2 ^{eme}	500	X=640.9 Y=3801.1	1079,06	1084,06	Circulaire	Semi-enterré	Bon	R T
3 ^{eme}	1000	X=641.1 y=3801.0 6	1024	1029	Circulaire	Semi-enterré	Bon	Zone1+le reste de la ville



Figure 1.03 : Vue du réservoir semi enterré de volume 500 m³. Figure 1.04 : Vue du réservoir semi enterré de volume 1000 m³.



Figure 1.05 : Vue du réservoir semi enterré de volume $250+500 \text{ m}^3$.

1.6.3 La station de pompage :

Les caractéristiques de la station de pompage sont comme suit :

Les pompes :

$$Q=40\text{l/s}$$

$$H_{\text{mt}}=150\text{m}$$

Type de pompe : pompe à axe horizontale multicellulaire PM125/7B

Moteur :

Nombre de tour 2900 tr/min

Puissance=75.4Kw

Tableau 1.6 Equipements de la station et leurs états :

forage	équipement	état
Station de pompage	01 vanne $\phi 200$	bon
	manomètre	bon
	Armoire de commande	bon



figure 1.6 station de pompage de Bni Yelmane

1.6.4.description de la chaine d'adduction :

La chaine d'adduction comprend l'ensemble des éléments à savoir les ressources, les infrastructures et les équipements nécessaires pour l'approvisionnement en eau potable des défèrent usagers. Pour cela nous devons connaitre :

- la ressource en eau qu'il s'agisse d'une nappe d'eau souterraine ou d'un court d'eau.
- le captage de cette ressource naturelle.
- le stockage.
- les conduites d'adduction et de distribution.

1.7.4.1.Caracteristiques des conduites d'adduction :

Le tableau 1.7 nous donne un aperçu des conduites en place avec la désignation, le diamètre, le matériau et son état.

Tableau1.7 : caractéristique des conduites d'adduction :

Désignation des tronçons	Type de matériau	Longueur (ml)	Diamètre (mm)
F (saouli)→ R (500 +250m ³)	Acier	580,87	150
S.P→RT	Amiante ciment	2198,28	180
RT→R1000m ³		690,33	150

F : forage Saouli

RT : réservoir tampon

SP : station de pompage

1.7. Description du réseau de distribution de BmiYelmane :

- Le réseau de distribution existant a été réalisé en différentes périodes depuis la création de l'agglomération. Il a été réalisé suite aux besoins imposés par l'extension de la ville et les différents programmes de développement locaux.

- Le réseau existant n'a pas été réalisé conformément à une étude qui prend en considération le développement de la ville dans tous les sens.

- Le réseau est un mélange de réseau ramifié et maillé.

-Les diamètres existants ne suivent pas un ordre progressivement ordonné selon un calcul hydraulique qui assure une pression équilibré et le débit en tout point du réseau.

- La matière qui forme le réseau existant est de différentes natures (amiante-ciment, PVC, acier, PEHD)

- Le réseau ne couvre pas la totalité de l'agglomération, et ne subvient pas aux besoins au point de vue débit.

- Le réseau existant ne fonctionne pas correctement surtout que la position actuelle des périmètres de stockage qui assure une bonne pression au niveau de tous les points.

- Les pièces spéciales existantes sont males protégées et sont dans la majorité en bon état de fonctionnements.

- La plus part des branchements individuelles sont effectuées anarchiquement et sur des conduites maitresses.

- Le réseau de distribution a subi des dommages importants après le dernier séisme surtout pour les conduites en amiante-ciment (au niveau des joints nous observons de nombreuses fuites).
- La ville ne possède pas un schéma directeur du réseau de distribution qui oriente la ville selon les perspectives avenir de la ville.

1.8. Le linéaire des conduites :

Le linéaire des conduites est donné ci-après par nature des matériau :
 Tableau 1.8. Conduites du réseau de distribution.

matériaux	Longueur(m)	En pourcentage	Obs
AC	10336,6	47.299	Distribution
PVC	6739.24	30.838	Distribution
PEHD	4746.26	21.718	Distribution
ACIER	31.49	0.144	refoulement
TOTAL	21853.59	100	

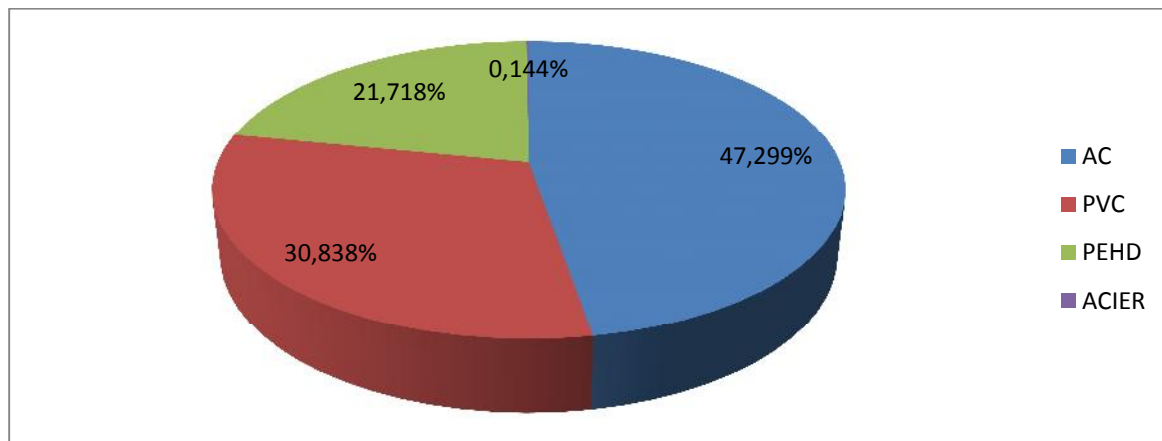









Figure 1.7 : présentation des linéaires de distribution

1.9. Etat des équipements et le réseau de distribution actuel :

Tableau 1.9 état des équipements :

photo	équipement	remarque
	vanne ø125	Conduite et vanne en bon état
	Conduite de départ et conduite d'arrivé	Chambre des vannes en bon état
	vanne ø125	Regard et vanne en mauvaise état
	vanne ø125 conduite ø100	- fuite au niveau de la vanne -conduite en mauvaise état
	vanne ø125	- regard en bon état. - vanne en bon état.
	regard vanne	- fuite au niveau de la vanne -regard ouvert
	Conduite ø125	Fuite au niveau de la conduite

1.10. Conclusion :

Nous pouvons conclure que ,il Ya des problèmes ont été détectés au niveau du fonctionnement de notre réseau de distribution ,mais le problème que nous allons connaitre c'est la mauvaise gestion du réseau à cause de l'insuffisance de la capacité des ressources. Et l'identification des fuites nous poussent à projeté un nouveau réseau recouvrant toute notre zone d'étude est assurant la bonne distribution d'eau au consommateur. nous avons remarqué aussi que le réseau de distribution actuel desservant notre zone d'étude est composé en grande majorité des conduites en amiante ciment, qui sont classés comme cancérigènes, donc nuisibles pour la santé des abonnés. Nous allons donc remplacer l'ensemble des conduites actuelles par des conduites en polyéthylène haute densité (P.E.H.D) qui ont fait preuve d'une bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) et d'une durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans.

2.1. Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population et du développement de l'agglomération ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable qui correspondent à différents horizons, et notamment notre horizon de calcul.

2.2. : Catégories des besoins en eau:

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération, nous trouvons :

- les besoins domestiques.
- Les besoins scolaires.
- Les besoins sanitaires.
- Les besoins administratifs.
- Les besoins socioculturels.

2.3. Evolution de la population et perspective du développement : [4]

Selon nos informations recueillies au niveau de l'APC (Assemblée populaire communal) de Bni Yelmane et les données du DPAT (Direction de planification et aménagement territoire), la population de la commune en 2008 est estimée à 12873 habitants.

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon **2038** ; pour l'estimation de la population future, nous adopterons un taux d'accroissement de **3.0 %**

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui donnée par la formule suivante :

$$\text{Avec : } P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad (2.1)$$

Avec :

P_n : Population future prise à l'horizon quelconque (hab.) ;

P₀ : Population de l'année de référence (hab.) ;

τ : Taux d'accroissement annuel de la population. D'après les informations recueillies au niveau d'APC de Bni Yelmane[τ = 3.0%] ;

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

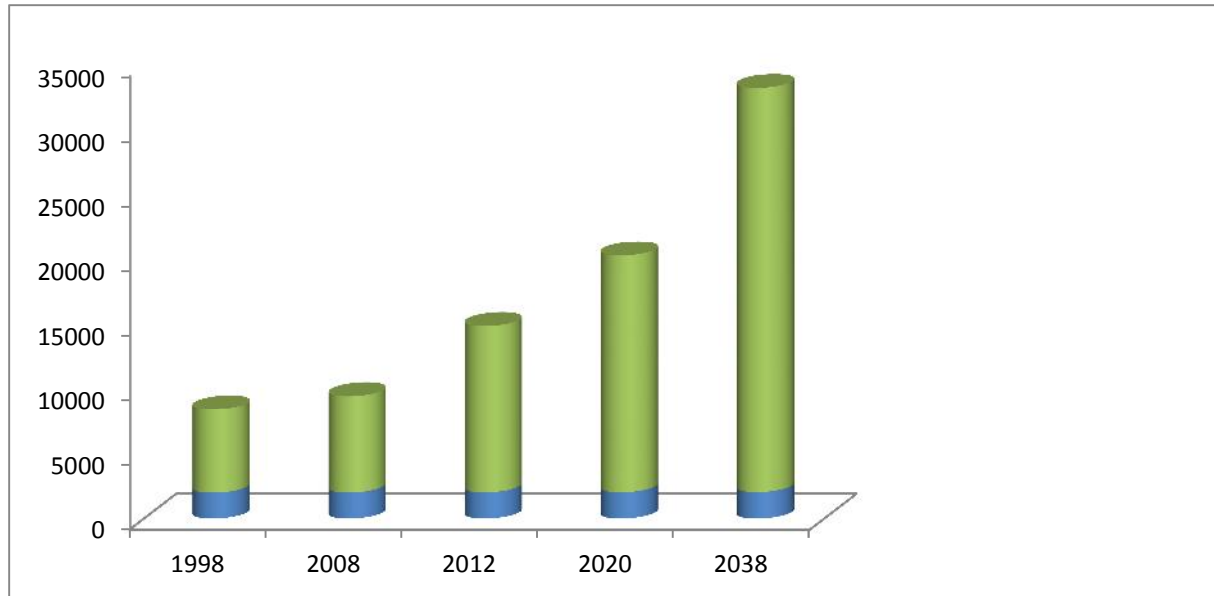
Le nombre d'habitants de la ville de Bni Yelmane pour différents horizons est donné dans le tableau N° 2.1

Tableau 2.1: Estimation de l'évolution de la population.

Horizons	1998	2008	2012	2020	2038
Taux d'accroissement %	3	3	3	3	3
Population	7478	12873	14489	18354	31247

(Source : A.P.C de Bni Yelmane).

La figure 2.1 nous montre l'estimation de la population pour différents horizons :

Estimation de la population pour différents horizons**Figure 2.1 :** Estimation de la population pour différents horizons

2.4. Evaluation des besoins en eau potable :

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude. Chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau nécessaire dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie du consommateur.

Notre agglomération se compose de deux zones (zone1 et zone2).

Tableau 2.2 résume le nombre d'habitants pour chaque zone.

Horizon	2008	Taux d'accroissement%	2012	2020	2038
Zone1	8610	3	9671	12276	20899
Zone2	4263	3	4799	6078	10348
Total	12873	3	14490	18354	31247

2.4.1 Evaluation de la Consommation moyenne journalière :[4]

2.4.1.1. Besoins moyens domestique en eau potable :

La consommation moyenne journalière est exprimée en mètre cube par jour et donnée par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \text{ en } [m^3/j] \quad (2.2)$$

Avec :

$Q_{moy, j}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j ;

Q_i : Dotation moyenne journalière en l/j/hab;

N_i : Nombre de consommateurs.

Pour effectuer le calcul de la consommation nous devons connaître la dotation :

2.4.2.2. Choix de la dotation :

La dotation tient compte des facteurs suivants :

- la situation économique du consommateur et le confort.
- la disponibilité des ressources.
- le type de l'agglomération et du consommateur
- l'activité industrielle.

Nous fixons à priori une dotation de 220 l/j/hab.

Les besoins domestiques pour les différentes zones de Bni Yelmane à l'horizon 2038 sont indiqués dans le tableau 2.3 :

Tableau 2.3. besoins moyens en eau potable domestique de Bni Yelmane.

Horizon	Zones	population	Dotation (l/j/h)	Besoins moy (m^3/j)	Besoins moy (l/s)
2038	Zone1	20899	220	4597.78	53.22
	Zone2	10348	220	2276.560	26.349

2.4.2.3. Consommation moyenne journalière des différents équipements :

Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics.....) et le choix de la dotation est varié selon la catégorie. Les résultats sont indiqués dans le tableau 2.4 :

Tableau 2.4 : besoins en eau des différents équipements :

Zone	Equipements		Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (m ³ /j)
Zone 1	Scolaire	02 primaires	Elève	372	30	11.16
		01CEM	Elève	453	30	13.59
	Culturelle	01centre culturelle	m ²	1395	5	2
		01Bibliothèque	m ²	140	5	6.98
		Stade communal	vestiaire	20	30	0.6
		03mosquées	Fidèle	3389	20	67.78
	Sanitaire	Centre de santé	malade	200	20	4
	Administratif	APC	m ²	800	5	4
		PTT	m ²	205	5	1.03
		Service de l'eau	m ²	235	5	1.18
		Gendarmerie	m ²	4856	5	24.28
		Garde communale	m ²	906	5	4.53
	Commerciaux	Locaux com	m ²	112	5	0.56
		Douche publique	personne	1000	20	20
		Abattoir	Tête	400	200	80
		Lavage voiture	unité	100	150	15
Total						256.69
Zone 2	Scolaire	01primaire	Elève	228	30	6.84
		01CEM	Elève	335	30	10.05
	Culturels	03Mosquées	Fidèle	1550	20	31.00
	Total					

(Source : A.P.C de Bni yelmane)

Les résultats de calcul du débit moyen journalier des deux zones sont récapitulés dans le tableau 2.5 suivant :

Tableau 2.5 : débit moyen journalier pour l'horizon 2038

Horizon	Zones	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{moy} (l/s)
2038	Zone 1	4854.47	56.19
	Zone 2	2324.45	26.90

2.5. Variations de la consommation journalière :

2.5.1. Consommation maximale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité maximum journalier $K_{\max j}$, dont l'utilité est de savoir combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier, car la consommation varie d'un jour à l'autre. Ce coefficient est déterminé par la formule 2.3 :

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (2.3)$$

Avec :

$$K_{\max j} \in [1, 1.3]$$

Pour notre étude nous prenons $K_{\max j}=1.3$.

La consommation maximale journalière est :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy}} \cdot K_{\max j}$$

2.5.2. Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité minimum journalier $K_{\min j}$, il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad 2.4$$

Avec

$$K_{\min, j} \text{ varie entre } 0,7 \text{ et } 0,9.$$

Nous prenons $K_{\min j}=0.9$

La consommation minimale journalière est :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy}} \cdot K_{\min j}$$

Les débits maximum et minimum des différentes zones sont représentés dans le tableau 2.6 suivant :

Tableau 2.6 calcul des consommation journalière de Bni Yelmane

Zone	$Q_{\text{moyj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} \text{ (m}^3/\text{j)}$
Zone1	4854.47	1.3	6310.81	0.9	4369.02
Zone2	2324.45	1.3	3021.78	0.9	2092.01

2.6. Variation de la consommation horaire :

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

2.6.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \text{ (m}^3/\text{h)} \quad (2.5)$$

- ☞ $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- ☞ $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

Les débits moyens horaires sont indiqués dans le tableau 2.7

Tableau 2.7 Débit moyen horaire

horizon	Zones	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$Q_{moy,h}$ (m^3/j)
2038	Zone1	6310.81	262.95
	Zone2	3021.78	125.91

2.6.2. Débit maximum horaire :

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \text{ (m}^3/\text{h)} \quad (2.6)$$

- ☞ $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m^3/h ;
- ☞ $K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (2.7)$$

- ☞ α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas nous prenons : $\alpha_{max} = 1,4$
- ☞ β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (1) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants. Se trouve dans l'annexe n°1.

Tableau 2.8 : β_{max} , $K_{max,h}$ et $Q_{max,h}$ pour les différentes zones

Horizon	Zone	β_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	$Q_{max,h}$ (m^3/h)
2038	Zone1	1.18	1.51	262.95	397.05
	Zone2	1.55	2.17	125.91	273.22

2.6.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grandes variations, elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même

agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en se basant sur le tableau (3). se trouve dans l'annexe n°3. qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

Pour notre cas nous avons deux zones :

- à l'horizon 2038 la zone1 aura une population de 20899.
- à l'horizon 2038 la zone3 aura une population de 10348.

Nous construirons le diagramme qui nous indiquera l'heure à laquelle la consommation maximale et celle où elle est minimale, grâce aux tableau (2.9)et (2.10) suivants :

Tableau 2.9 la consommation en eau potable de la zone 1

heures	agglomération		Courbe de la consommation cumulé	
	$Q_{\max j}=6310.81 \text{ m}^3/\text{j}$			
h	%	débit (m ³ /h)	cumul%	cumul débit
0_1	1,5	94,66	1,5	94,66
1_2	1,5	94,66	3	189,32
2_3	1,5	94,66	4,5	283,98
3_4	1,5	94,66	6	378,64
4_5	2,5	157,77	8,5	536,41
5_6	3,5	220,87	12	757,29
6_7	4,5	283,98	16,5	1041,28
7_8	5,5	347,09	22	1388,37
8_9	6,25	394,42	28,25	1782,80
9_10	6,25	394,42	34,5	2177,22
10_11	6,25	394,42	40,75	2571,65
11_12	6,25	394,42	47	2966,08
12_13	5	315,54	52	3281,62
13_14	5	315,54	57	3597,16
14_15	5,5	347,09	62,5	3944,25
15_16	6	378,64	68,5	4322,90
16_17	6	378,64	74,5	4701,55
17_18	5,5	347,09	80	5048,64
18_19	5	315,54	85	5364,18
19_20	4,5	283,98	89,5	5648,17
20_21	4	252,43	93,5	5900,60
21_22	3	189,32	96,5	6089,93
22_23	2	126,21	98,5	6216,14
23_24	1,5	94,66	100	6310,81

NB : d'après le tableau ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe $Q_{pte}=394.42 \text{ m}^3/\text{h}$
- Un débit minimum $Q_{min}=94.66 \text{ m}^3/\text{h}$

Nous obtenons l'histogramme de consommation journalière et de la courbe cumulée

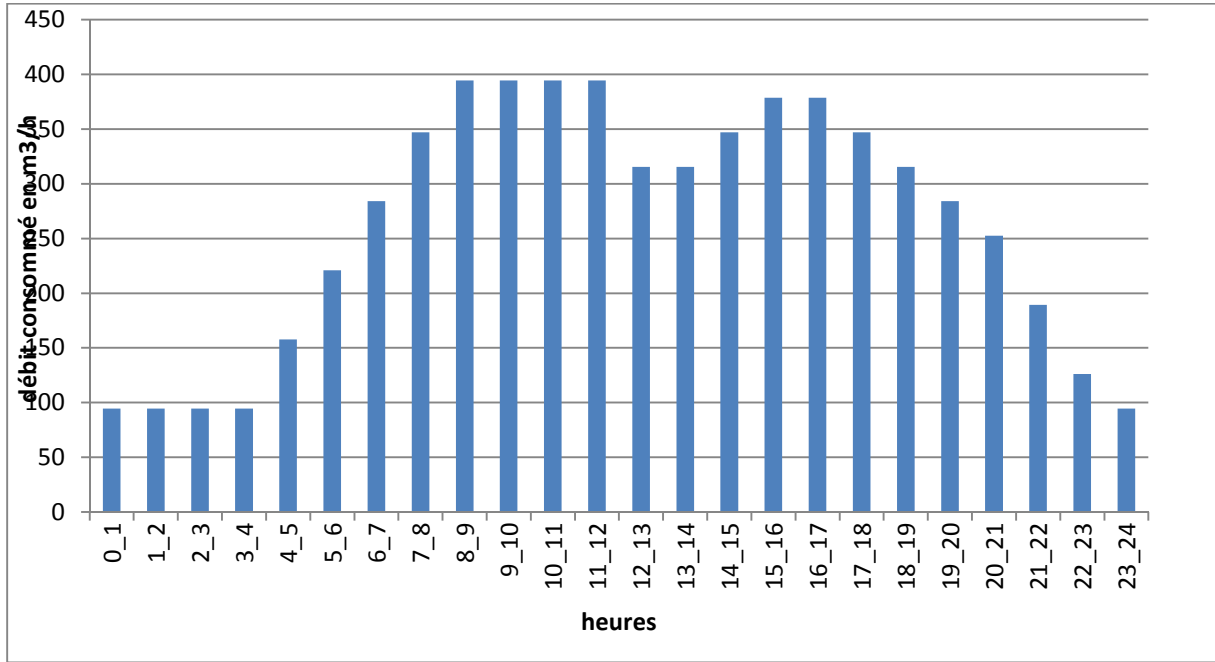


Figure 2.2 histogramme de consommation journalière de la zone 1

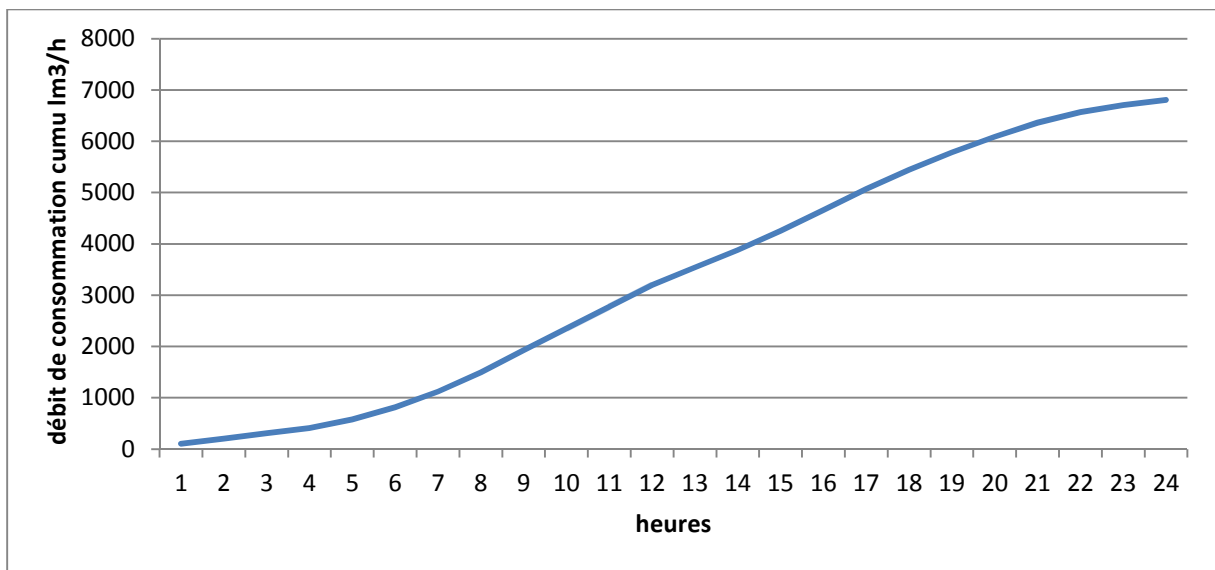


Figure 2.3 la courbe cumulée de la zone 1.

Tableau 2.10 la consommation en eau potable de la zone 2

Heures	agglomération		Courbe de la consommation cumulée	
	$Q_{\max,j}=3021,78/j$			
(h)	(%)	m ³ /h	%cumulé	m ³ /h
0_1	1,5	45,33	1,5	45,33
1_2	1,5	45,33	3	90,66
2_3	1,5	45,33	4,5	135,99
3_4	1,5	45,33	6	181,32
4_5	2,5	75,54	8,5	256,86
5_6	3,5	105,76	12	362,62
6_7	4,5	135,98	16,5	498,60
7_8	5,5	166,20	22	664,80
8_9	6,25	188,86	28,25	853,66
9_10	6,25	188,86	34,5	1042,52
10_11	6,25	188,86	40,75	1231,38
11_12	6,25	188,86	47	1420,24
12_13	5	151,09	52	1571,33
13-14	5	151,09	57	1722,42
14-15	5,5	166,20	62,5	1888,62
15-16	6	181,31	68,5	2069,93
16-17	6	181,31	74,5	2251,24
17-18	5,5	166,20	80	2417,44
18-19	5	151,09	85	2568,53
19-20	4,5	135,98	89,5	2704,51
20-21	4	120,87	93,5	2825,38
21-22	3	90,65	96,5	2916,03
22-23	2	60,44	98,5	2976,47
23-24	1,5	45,33	100	3021,78
Total	100	3021,78		

NB : d'après le tableau ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe $Q_{pte}=188.86 \text{ m}^3/\text{h}$
- Un débit minimum $Q_{min}=45.33 \text{ m}^3/\text{h}$

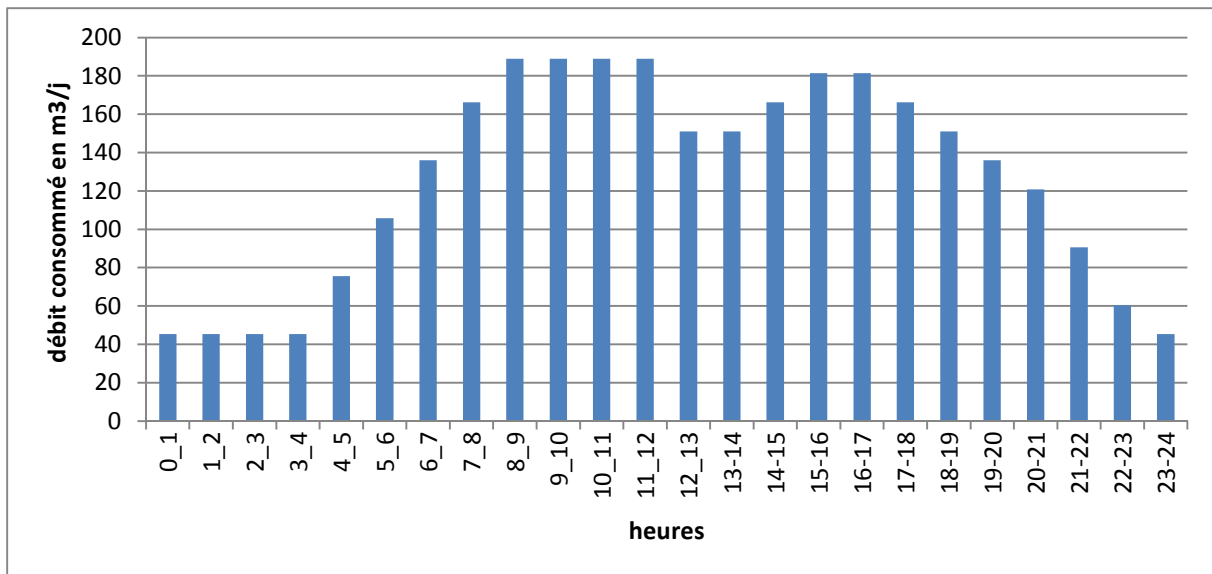


Figure 2.4 histogramme de la consommation journalier de la zone 2

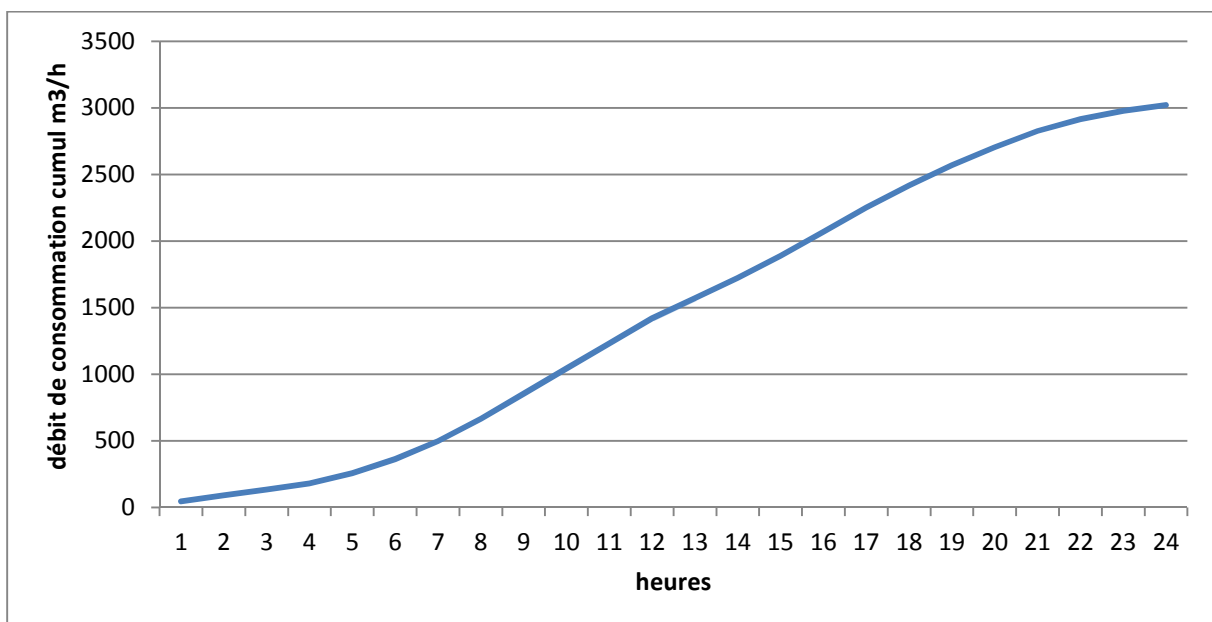


Figure 2.5 la courbe cumulée de la zone 2.

2.7 Billon ressources / besoins :

Ayant déterminé précédemment le débit d'eau disponible et après le calcul des besoins en eau pour l'horizon 2038, nous pouvons faire une comparaison : ressources/besoins pour voir si notre débit disponible satisfait nos besoins ou non.

Le tableau (2.19) suivant nous indique la balance : ressources/besoins.

Tableau 2.11 : Comparaison ressources/besoins.

Désignation	Horizon de calcul (2038)
Consommation de pointe Journalière (m ³ /j)	9332,59
Ressources disponibles (m ³ /j)	5184,20
Déficit (m ³ /j)	4148,39
Déficit (L/s)	48,02

Nous voyons que les ressources disponibles actuellement ne pourront pas satisfaire les besoins à l'horizon de 2038.

2.8 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les débits qui nous sont utiles pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone de Bni Yelmane à l'horizon 2038.

D'après la comparaison ressources / besoins, nous avons trouvés que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire nos besoins en eau potable, Ce qui nous oblige à projeter d'autres forages de renforcement qui doivent débiter un débit de 48,02 l/s .

3.1 Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages qui permettent de relier entre deux régimes différents au cours d'une même journée, à savoir : le débit d'apport d'eau qui est uniforme et celui de consommation qui est variable. Donc l'étude de dimensionnement de ces derniers doit être approfondie afin d'assurer un bon fonctionnement.

3.2 : Rôles des réservoirs :

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable. Les principales fonctions des réservoirs sont :

- ***l'emmagasinement*** : lors des heures creuses pendant la journée ($Q_{\text{apport}} > Q_{\text{demandé}}$), un volume se cumule dans le réservoir, on dit que le réservoir se remplit. Pendant les heures qui suivent, où la consommation est élevée ($Q_{\text{demandé}} > Q_{\text{apport}}$), l'écart entre ces deux débits sera compensé par le volume emmagasiné auparavant, on dit que le réservoir se vide.
- ***d'un régulateur de pressions*** : en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
- ***l'équilibre*** : si le réseau s'allonge (augmentation de sa longueur par rapport à la position du réseau principal), aux points les plus éloignés, apparaissent des pressions faibles. dans ce cas, nous installons un réservoir d'équilibre qui permet d'augmenter les pressions faibles et les débits dans la partie du réseau étendue. le réservoir d'équilibre joue le rôle d'un contre réservoir par rapport au principal.
- ***d'une brise-charge*** : son utilité est d'abaisser la pression dans une adduction (à point bas) à celle de l'atmosphère (en tout point le long de la canalisation, si la pression dépasse celle de fonctionnement normal, nous devons protéger la canalisation contre les ruptures en plaçant un réservoir qui va amener la pression à la pression atmosphérique de telle sorte l'emplacement de ce dernier assure des pressions optimales le long de la conduite, on dit que le réservoir joue le rôle d'une brise-charge).

- **d'un relai** : ou intermédiaire, ce que nous appelons souvent un réservoir tampon. Dans une adduction mixte ; refoulement-gravitaire ; ce type de réservoir est nécessaire pour éviter les dépressions et la cavitation, il assure aussi la continuité de la distribution en cas de l'arrêt de la pompe.
- **L'assurance de la réserve d'incendie** : une demande en eau exceptionnelle qui sera utile en cas d'incendie, son volume est toujours réservé qui est au moins 120 m³. Comme le réservoir offre d'autres réserves ont comme avantages :
 - ✓ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
 - ✓ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
 - ✓ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
 - ✓ Simplification de l'exploitation.
 - ✓ Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
 - ✓ Régularité des pressions dans le réseau.

3.3 : Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

-Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés

- ✓ en maçonnerie.
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint.
- ✓ en acier inoxydable pour de petites capacités.

-La position par rapport au terrain naturel :

- ✓ sur sol.
- ✓ enterrés.
- ✓ semi-enterrés.
- ✓ sur tour (château d'eau).

-Selon la forme de la cuve :

- ✓ rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces

formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

- ✓ Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, nous réalisons pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. L'avantage consiste une stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, ainsi qu'une économie de matériaux de construction.
- *De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :*
 - ✓ Conditions topographiques de la région à desservir.
 - ✓ Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer,
 - ✓ Type de décideur: maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.
- *Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont:*
 - ✓ Les facteurs économiques,
 - ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
 - ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
 - ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

3.4 : Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes:

1. Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
2. Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
3. L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
4. L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés.

3.5 : Equipement des réservoirs :[2]

3.5.1 : Généralités :

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 son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires. tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus. Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans.

3.5.2 : Equipements d'intervention :

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles.

Nous prévoyons généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

3.5.3 : Equipements de nettoyage :

- ✓ Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- ✓ Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- ✓ Pompe d'alimentation en eau.

3.5.4 : Equipements hydrauliques :

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires. Chacun d'eux est équipé entre autre de:

3.5.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

3.5.4.2 Par sur verse :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

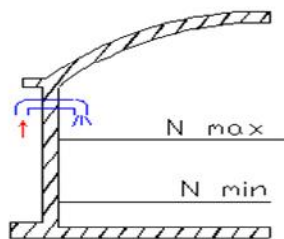


Figure 3.1: Arrivée par surverse
(Chute libre)

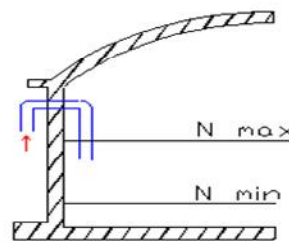


Figure 3.2: Arrivée par surverse
(Noyée)

3.5.4.3 Par-dessous :

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

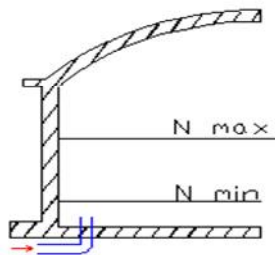


Figure 3.3: Arrivée par dessous
(Par le fond)

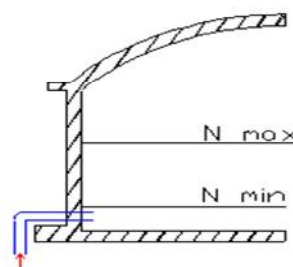


Figure 3.4: Arrivée par dessous
(Par le bas)

Remarque : notre réservoirs correspond le cas d'une conduite arrivé par surverse (chute libre)

3.5.4.4 Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitesse se manifestera dans la conduite.

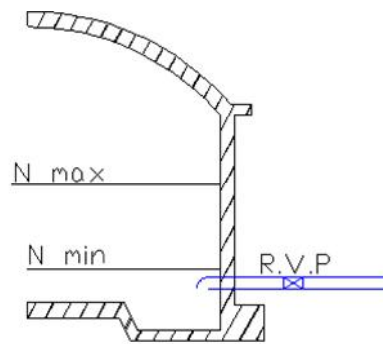


Figure 3.5: Conduite de départ

3.5.4.5 Conduite de trop-plein :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

3.5.4.6 Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le déposé de sable (difficulté de manœuvre). Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination. Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir

pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

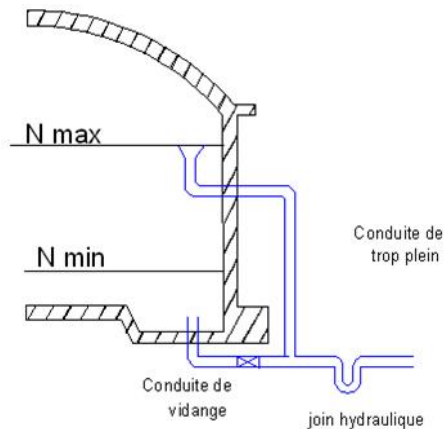


Figure 3.6 : Conduite de vidange et de trop plein.

3.5.4.7 Conduite by-pass :

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

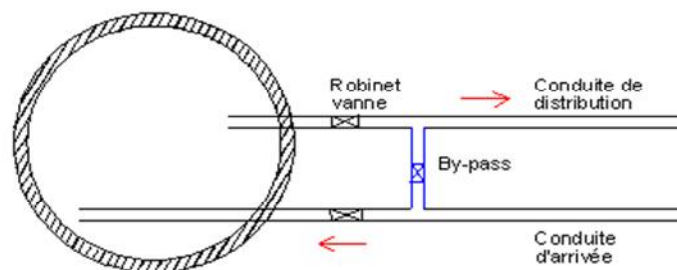


Figure 3.7: Conduite by-pass

3.5.4.8 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

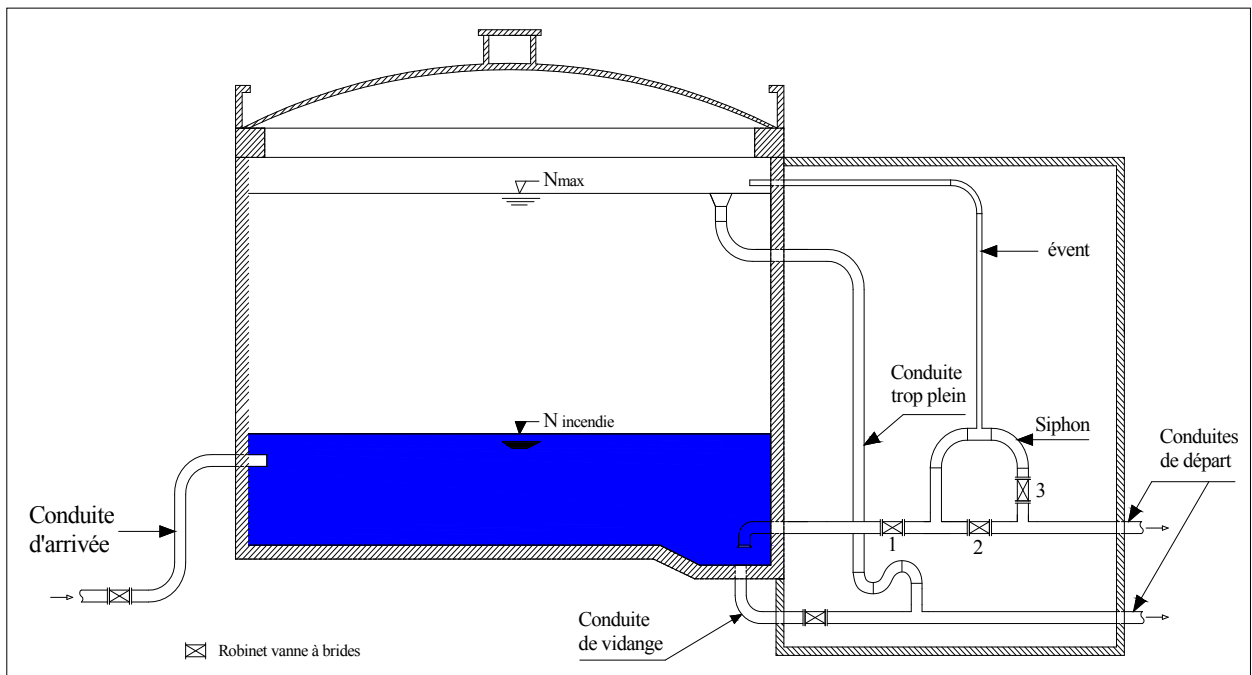


Figure 3.8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

3.5.4.9 Système automatisé :

Un système automatisé sera placé et aura pour rôle de se déclencher au moment où le niveau d'eau atteint la limite voulue.

3.6 Détermination du volume des réservoirs :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; 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 des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

-Méthode analytique.

-Méthode graphique.

3.6.1 : Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants). Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

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

Et le volume total sera : $V_T = V_r + V_{\text{inc}}$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

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

3.6.2 : Méthode graphique:

Nous traçons, sur 24 heures les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation. Nous traçons ensuite la courbe $[V_a(t)-V_c(t)]$. Le volume minimum nécessaire des réservoirs $V_{\text{rés}}$ sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et de la plus petite valeur (négative) de cette différence ($R_{\max} = |V^+| + |V^-|$ (%)). Cette méthode, très précise. Suppose, donc, que l'on dispose de statistique suffisante concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui n'est pas toujours le cas notamment pour les villes qui ne sont pas encore alimentées. Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante:

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} R_{\max}}{100}$$

Dont le volume total sera $V_T = V_{\text{rés}} + V_{\text{inc}}$.

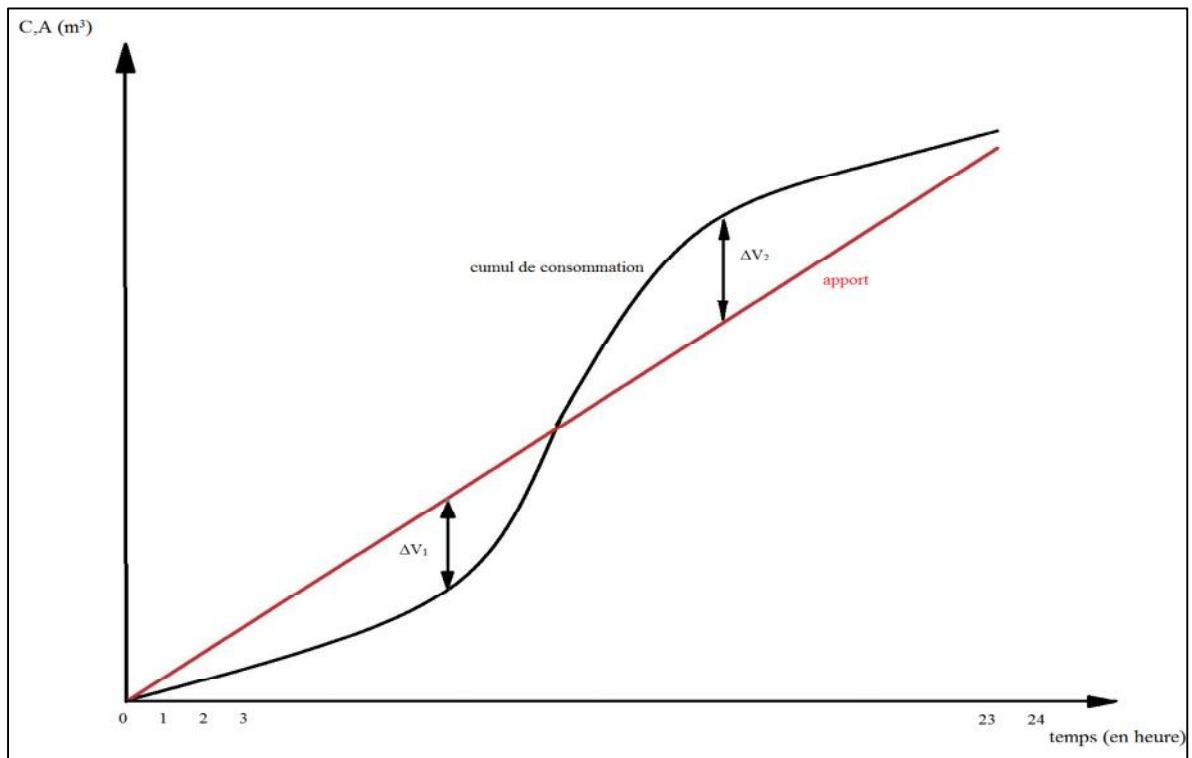


Figure 3.9 La courbe d'apport et la courbe de consommation total

3.7. Détermination de la capacité de stockage :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on a utilisé la méthode analytique

Tableau 3.1: Détermination de la capacité du stockage de la zone 1

Heure	Débit de la station de pompage %	Débit distribué %	Volume allant vers le réservoir %	Volume sortant du réservoir %	Résidu %
0-1	-	1.5	-	1.5	-1.5
1-2	-	1.5	-	1.5	-3
2-3	5	1.5	3.5	-	0.5
3-4	5	1.5	3.5	-	4
4-5	5	2.5	2.5	-	6.5
5-6	5	3.5	1.5	-	8

Suite de tableau 3.1 :

Heures	Débit de la station de pompage %	Débit distribué %	Volume allant vers le réservoir %	Volume sortant du réservoir %	Résidu %
6-7	5	4.5	0.5	-	8.5
7-8	5	5.5	-	0.5	8
8-9	5	6.25	-	1.25	6.75
9-10	5	6.25	-	1.25	5.5
10-11	5	6.25	-	1.25	4.25
11-12	5	6.25	-	1.25	3
12-13	5	5	0	0	3
13-14	5	5	0	0	3
14-15	5	5.5	-	0.5	2.5
15-16	5	6	-	1	1.5
16-17	5	6	-	1	0.5
17-18	5	5.5	-	0.5	0
18-19	5	5	0	0	0
19-20	5	4.5	0.5	-	0.5
20-21	5	4	1	-	1.5
21-22	5	3	2	-	3.5
22-23	-	2	-	2	1.5
23-24	-	1.5	-	1.5	0

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier de la zone 1 est de :

$Q_{\max,j} = 6310.81 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

Nous avons : $\alpha\% = |-3| + 8.5 = 11.5$, ce qui nous donne :

$$V_r = \frac{11.5 * 6310.81}{100} = 725.74 m^3$$

le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{inc} = 725.74 + 120 = 845.74 m^3$

Donc $V_t = 850 m^3$

Nous constatons que le volume du réservoir existant de la zone 1 est de $1000 m^3$ qui est supérieure au volume calculé, cela signifie que la capacité de ce réservoir est suffisante pour notre horizon d'étude.

Nous devons vérifier la capacité de stockage des réservoirs de la deuxième zone. De ce fait, nous procédons de la même manière que pour le premier réservoir, ce qui nous donne le tableau 3.2

tableau 3.2: Détermination de la capacité du stockage de la zone 2

Heure	Débit de la station de pompage %	Débit distribué %	Volume allant vers le réservoir %	Volume sortant du réservoir %	Résidu %
0-1	-	1.5	-	1.5	-1.5
1-2	-	1.5	-	1.5	-3
2-3	5	1.5	3.5	-	0.5
3-4	5	1.5	3.5	-	4
4-5	5	2.5	2.5	-	6.5
5-6	5	3.5	1.5	-	8
6-7	5	4.5	0.5	-	8.5
7-8	5	5.5	-	0.5	8
8-9	5	6.25	-	1.25	6.75
9-10	5	6.25	-	1.25	5.5
10-11	5	6.25	-	1.25	4.25

Suite de tableau 3.2

Heures	Débit de la station de pompage %	Débit distribué %	Volume allant vers le réservoir %	Volume sortant du réservoir %	Résidu %
11-12	5	6.25	-	1.25	3
12-13	5	5	0	0	3
13-14	5	5	0	0	3
14-15	5	5.5	-	0.5	2.5
15-16	5	6	-	1	1.5
16-17	5	6	-	1	0.5
17-18	5	5.5	-	0.5	0
18-19	5	5	0	0	0
19-20	5	4.5	0.5	-	0.5
20-21	5	4	1	-	1.5
21-22	5	3	2	-	3.5
22-23	-	2	-	2	1.5
23-24	-	1.5	-	1.5	0

$Q_{\max, j} = 3021.78 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{11.5 * 3021.78}{100} = 347.51 \text{ m}^3$$

le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 347.51 + 120 = 467.51 \text{ m}^3$

Donc $V_t = 500 \text{ m}^3$

Nous constatons que le volume du réservoir existant de la zone2 est de 750 m^3 qui est supérieure au volume calculé, cela signifie que la capacité de ce réservoir est suffisante.

Tableau 3.4 Evaluation du volume résiduel du réservoir de tampon

Heures	apport SPI	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	0	4,17	--	4,15	12,45
1--2	0	4,17	--	4,15	8,3
2--3	0	4,17	--	4,15	4,15
3--4	0	4,17	--	4,15	0
4--5	5	4,17	0,83	--	0,83
5--6	5	4,17	0,83	--	1,66
6--7	5	4,17	0,83	--	2,49
7--8	5	4,17	0,83	--	3,32
8--9	5	4,17	0,83	--	4,15
9--10	5	4,17	0,83	--	4,98
10--11	5	4,17	0,83	--	5,81
11--12	5	4,17	0,83	--	6,64
12--13	5	4,17	0,83	--	7,47
13--14	5	4,17	0,83	--	8,3
14--15	5	4,17	0,83	--	9,13
15--16	5	4,17	0,83	--	9,96
16--17	5	4,17	0,83	--	10,79
17--18	5	4,17	0,83	--	11,62
18--19	5	4,17	0,83	--	12,45
19--20	5	4,17	0,83	--	13,28
20--21	5	4,17	0,83	--	14,11
21--22	5	4,17	0,83	--	14,94
22-23	5	4,17	0,83	--	15,77
23--24	5	4,17	0,83	--	16,6

calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est

$Q_{\max,j} = 6310.81 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé selon l'équation III.3 :

$$V_r = \frac{16,6 * 6310.81}{100} = 1047,59 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = 1047,59 \text{ m}^3$, et le volume normalisé est $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

Remarque : Le volume du réservoir tampon est un volume transitoire, donc on n'ajoute pas le volume d'incendie.

3.8 Conclusion

Suite à l'achèvement de ce chapitre dans lequel nous avons effectué le calcul de vérification de capacité de stockage de nos réservoirs existant, nous sommes arrivés à déduire que leur capacité sera suffisante pour l'horizon d'étude ce qui ne nécessitera pas l'implantation d'autres réservoirs.

Nous avons remarqué que les réservoirs sont dotés d'équipement existant, qui contribue à leur fonctionnement.

4.1-Introduction :

Dans ce chapitre nous allons procéder à la projection du réseau de distribution en eau potable à l'horizon de 2038. Ce travail nécessitera l'utilisation d'une méthode numérique.

Le plan de masse et la structure de l'agglomération nous facilite le tracé des mailles pour former le réseau.

4.2-Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...) Parmi les matériaux utilisés nous pouvons citer : la fonte, le PEHD et le pvc.

Dans le tableau (5.01) ci-dessous nous citons les avantages et les inconvénients de chaque type de matériau.

Tableau 4.1 : Comparaison entre les différents types de matériau.

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
fonte	-bonne résistance aux forces internes. -très rigides et solides. -longueur des conduites variant de 6 à 16m, donc nous obtenons une réduction des joints. -facilité de pose.	-les tuyaux en fonte sont très lourds très chers. -risque de déformation des conduites pendant leur transport. -cout très élevé pendant la pose et mauvaise résistance au cisaillement.
Pvc (polychlorure de vinyle)	-bonne résistance à la corrosion. -disponible sur le marché. -une pose de canalisation facile.	-risque de rupture.
PEHD (polyéthylène haute densité)	-bonne résistance à la corrosion. -disponibilité sur le marché. -résistance aux conditions climatique. -légèreté et facilité d'utilisation. -facilité de transport et de stockage. -possibilité de raccordement. -bonne durée de vie élevée.	-nécessite une grande technicité pour la jonction.

Dans l'élaboration de notre projet nous opterons pour des conduites en PEHD.

4.3-Choix du type de réseau de distribution :

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du réservoir, jusqu'aux consommateurs (fournir le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles). Ces réseaux sont classés comme suite:

4.3.1- Le réseau ramifié:

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales, vers des secondaires, vers des conduites tertiaires...). De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau.

4.3.2- Le réseau maillé :

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires) qui permettent une alimentation de retour. Ainsi chaque point du réseau peut être alimenté en eau par deux ou plusieurs côtés.

Ce type de réseau présente les avantages suivants:

-plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler, et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites).

- une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.

4.3.3- Le réseau étagé:

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées). En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

4.3.4- Les réseaux combinés (ramifiée et maillé):

Ce type de réseau est à privilégier en fonction de la nature de la structure de la zone à alimenter.

Pour le choix du type de réseau de distribution d'eau potable, nous devons tenir compte de l'emplacement des quartiers et des consommateurs ainsi que du relief.

Pour la zone (1) nous optons pour un réseau de distribution mallé.

4.3.5- Principe du tracé du réseau mallé :

- 1-Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- 2-Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable ;
- 3-Tracer les conduites principales en parallèle;
- 4-Relier les conduites principales par des conduites secondaires pour former des mailles;
- 5-Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés.

Pour la zone (2) nous optons pour un réseau ramifié vue la dispersion des habitations.

4.3.6- Principe du tracé du réseau ramifié :

- 1- Repérer le chemin le plus favorable pour assurer une distribution en eau potable complète et projeter la conduite principale.
- 2-Repérer les plus grands consommateurs et tracer les conduites secondaires, puis faire les branchements tertiaires pour les particuliers.

4.4 Raisonnement hydraulique pour le calcul du system d'alimentation en eau potable à l'horizon 2038:

Le calcul hydraulique d'un réseau donne un résultat de la résolution d'un système d'équations algébriques préétabli au niveau des nœuds et des mailles de ce réseau par le moyen d'un outil numérique de résolution. Dans le plus part des cas, le recours aux méthodes classiques de résolution numérique pour étudier ces distributions au niveau des réseaux étendus et diversifiés est limité.

Un certain nombre d'approches numériques récentes est développé pour la résolution de ces systèmes tels que l'approche numérique hybride nœud-maille. Cette approche est utilisée par

le logiciel de modélisation hydraulique EPANET 2 qui sera le support informatique au niveau de la partie expérimentale de notre travail.

4.4.1-Détermination des débits (routes et nœuds) :

Pour cela nous devons :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon qui assure une distribution.
- Calculer le débit en route durant l'heure de pointe.
- Déterminer le débit spécifique.

Les cas de fonctionnement considérés pour notre étude sont :

- Cas de pointe (Q_p).
- Cas de pointe plus incendie (Q_p+Q_{inc}).

D'après le Chapitre2 (estimation des besoins en eau potable), la consommation horaire de notre agglomération est comme suite :

Pour la zone (I) :

La pointe est entre 08h et 12 h, ce qui nous donne un débit de pointe de : Q_{pte}= 394,43 m³/h .

Avec : Q_{pte}= débit de pointe nécessaire à la consommation en eau potable.

Pour la zone(II) :

La pointe est entre 08h et 12 h ce qui nous donne un débit de pointe de : Q_{pte}= 188.86 m³/h .

a- Les débits en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad (l/s)$$

Avec : Q_{cons} : Le débit consommé (heure de pointe) .

Q_{conc} : Débit concentré.

Pour la zone (I) :

Au nœud N°13 nous avons un débit concentré qui servira à alimenter la localité se trouvant en dehors des mailles.

Le débit de consommation en ce nœud représente 10% du débit de pointe total

Ce qui nous donnera $Q_{conc} = 10.956$ l/s.

Nous trouvons donc $Q_{rte} = 109.56 - 10.956 = 98.604$ l/s.

Pour la zone(II) :

Nous n'avons pas de débit concentré ce qui nous donne donc $Q_{rte} = 52.46$ l/s

b- Le débit spécifique :

Pour le calcul nous admettons l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison nous allons calculer le débit spécifique Q_{sp} qui est égal à

$$Q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum l_i} \text{ (l/s/ml) } \dots\dots\dots(5.01)$$

Avec : Q_r : Débit en route

$\sum l_i$: Somme des longueurs des tronçons.

-Pour la zone (I) : $\sum l_i = 7291.42$ m donc $Q_{sp} = 0,01502$ l/s/ml

-Pour la zone(II) : $\sum l_i = 5640.11$ m donc $Q_{sp} = 0,00931$ l/s/ml.

c -Les Débits nodaux :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de conduite ayant en commun les nœuds considérés. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_r + \sum Q_{conc} \text{ (l/s)}$$

Avec: Q_{ni} : le débit au nœud,

$\sum Q_{conc}$: La somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

Les débits du réseau de distribution de la ville de Bni Yelmane pour le cas de pointe sont donnés dans les deux tableaux (4.02-4.03) suivants et cela en fonction de la zone d'étude.

Tableau 4.02 : Récapitulatif des débits de la zone (I)

Heure de pointe (8h à 12h)	Q consommation (l/s)	109.56
	Q concentré (l/s)	10.956
	Q routes (l/s)	98.604
	$\sum l_i$ (m)	7291.42
	qsp l/s/ml	0,01502

Tableau 4.03 : Récapitulatif des débits de la zone (II).

Heure de pointe (8h à 12h)	Q consommation (l/s)	52.46
	Q concentré (l/s)	0
	Q routes (l/s)	52.46
	$\sum l_i$ (m)	5640.11
	qsp l/s/ml	0,0093

Les résultats de calcul en cas de pointe sont les suivants :

Tableau 4.04 : Calcul des débits routes et nœuds de la zone (I).

Nœud n°	tronçon début-fin	Longueur (m)	longueur équivalente (m)	qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5Qr l/s	Qc l/s	Qn l/s
1	1_2	113,44	130,45	0,01502	1,703	2,151	/	2,151
	1_4	173,01	198,96	0,01502	2,598			
2	2_1	113,44	130,45	0,01502	1,703	7,178	/	7,178
	2_3	459,52	528,44	0,01502	6,901			
	2_6	382,86	440,28	0,01502	5,750			
3	3_2	459,52	528,48	0,01502	6,901	6,189	/	6,189
	3_7	364,69	419,93	0,01502	5,477			
4	4_1	173,01	198,96	0,01502	2,598	3,784	/	3,784
	4_5	330,89	380,52	0,01502	4,969			
5	5_6	523,66	602,20	0,01502	7,865	7,569	/	7,569
	5_11	484,22	556,85	0,01502	7,272			
6	6_2	382,86	440,28	0,01502	5,750	13,378	/	13,378
	6_7	441,05	507,20	0,01502	6,624			
	6_5	523,66	602,20	0,01502	7,865			
	6_9	433,89	498,97	0,01502	6,517			
7	7_6	441,05	507,20	0,01502	6,624	10,183	/	10,183
	7_8	914,9	1052,13	0,01502	13,741			
8	8_7	914,9	1052,13	0,01502	13,741	12,252	/	12,252
	8_9	396,49	455,96	0,01502	5,955			
	8_14	320,15	368,17	0,01502	4,808			
9	9_8	396,49	455,96	0,01502	5,955	9,343	/	9,343
	9_10	278,46	320,22	0,01502	4,182			
	9_13	569,21	654,59	0,01502	8,549			
10	10_9	278,46	320,22	0,01502	4,182	3,992	/	3,992
	10_11	66,97	77,01	0,01502	1,005			
	10_12	186,21	214,14	0,01502	2,796			
11	11_10	66,97	77,01	0,01502	1,005	4,139	/	4,139
	11_5	484,22	556,85	0,01502	7,272			
12	12_10	186,21	214,14	0,01502	2,796	2,627	/	2,627
	12_13	163,66	188,20	0,01502	2,458			
13	13_9	569,21	654,59	0,01502	8,549	8,020	10.956	18.976
	13_12	163,66	188,20	0,01502	2,458			
	13_14	335,1	385,36	0,01502	5,033			
14	14_8	320,15	368,17	0,01502	4,808	4,920	/	4,920
	14_13	335,1	385,36	0,01502	5,033			

Tableau 4.05: Calcul des débits routes et nodaux de la zone (II).

Nœuds	tronçon	longueur	Leq	qsp	Qr	Qn
1	1_2	269,46	309,87	0,0093	2,505	1,442
	1_3	40,77	46,88	0,0093	0,379	
2	2_1	269,46	309,87	0,0093	2,505	1,252
3	3_1	40,77	46,88	0,0093	0,379	1,704
	3_4	215,54	247,87	0,0093	2,004	
	3_5	110,17	126,69	0,0093	1,024	
4	4_3	215,54	247,87	0,0093	2,004	1,002
5	5_3	110,17	126,69	0,0093	1,024	2,260
	5_6	326,08	374,99	0,0093	3,032	
	5_7	49,97	57,46	0,0093	0,464	
6	6_5	326,08	374,99	0,0093	3,032	1,516
7	7_5	49,97	57,46	0,0093	0,464	1,026
	7_8	161,71	185,96	0,0093	1,503	
	7_13	9,14	10,51	0,0093	0,085	
8	8_7	161,71	185,96	0,0093	1,503	1,835
	8_9	107,01	123,06	0,0093	0,995	
	8_12	126,01	144,91	0,0093	1,171	
9	9_8	107,01	123,06	0,0093	0,995	4,232
	9_10	162,32	186,66	0,0093	1,509	
	9_11	640,92	737,05	0,0093	5,960	
10	10_9	162,32	186,66	0,0093	1,509	0,754
11	11_9	640,91	737,04	0,0093	5,960	2,980
12	12_8	126,01	144,91	0,0093	1,171	0,585
13	13_7	9,14	10,51	0,0093	0,085	1,568
	13_14	304,69	350,39	0,0093	2,833	
	13_17	23,42	26,93	0,0093	0,217	
14	14_13	304,69	350,39	0,0093	2,833	3,840
	14_15	169,54	194,97	0,0093	1,576	
	14_16	351,58	404,31	0,0093	3,269	
15	15_14	169,54	194,97	0,0093	1,576	0,788

Suite de tableau 4 .5

Nœuds	tronçon	longueur	Leq	qsp	Qr	Qn
16	16_14	351,58	404,317	0,0093	3,269694	1,634
17	17_13	23,42	26,933	0,0093	0,217806	2,690
	17_18	263,25	302,7375	0,0093	2,448225	
	17_19	291,94	335,731	0,0093	2,715042	
18	18_17	263,25	302,7375	0,0093	2,448225	1,224
19	19_17	291,94	335,731	0,0093	2,715042	2,478
	19_20	141,18	162,357	0,0093	1,312974	
	19_21	99,81	114,7815	0,0093	0,928233	
20	20_19	141,18	162,357	0,0093	1,312974	0,656
21	21_19	99,81	114,7815	0,0093	0,928233	3,211
	21_22	182,61	210,0015	0,0093	1,698273	
	21_23	408,19	469,4185	0,0093	3,796167	
22	22_21	182,61	210,0015	0,0093	1,698273	0,849
23	23_21	408,19	469,4185	0,0093	3,796167	4,118
	23_24	165,05	189,8075	0,0093	1,534965	
	23_25	312,52	359,398	0,0093	2,906436	
24	24_23	165,05	189,8075	0,0093	1,534965	0,767
25	25_23	312,52	359,398	0,0093	2,906436	4,741
	25_26	531,58	611,317	0,0093	4,943694	
	25_27	175,65	201,9975	0,0093	1,633545	
26	26_25	531,58	611,317	0,0093	4,943694	2,471
27	27_25	175,65	201,9975	0,0093	1,633545	0,816

Remarque : La longueur équivalente est égale à 1,15 fois la longueur géométrique.

Pour le calcul en cas de pointe + incendie nous procédons de la même manière mais en affectant le débit d'incendie qui est égal à 17 l/s en un nœud sur lequel il devra être soutiré tout en sécurité, nous devons tenir compte de ces facteurs pour le choix de ce nœud :

- Du nombre de risque d'incendie, de la densité d'habitation, de la vocation de l'agglomération et de l'équipement des immeubles.

Pour la zone n°1 le nœud est (05) et pour la zone n°2 le nœud est (07).

4.4.2- Le calcul hydraulique : [1]

Nous savons que le calcul hydraulique se fait avec le débit de pointe pour cela nous devons satisfaire les conditions sur les vitesses et les pressions.

- *Condition sur la vitesse:*

La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution varie entre 0,3 et 2 m/s .

-Les vitesses inférieures à 0.3 m/s favorisent les dépôts solides dans les canalisations qu'il sera parfois difficile d'évacuer.

-Les vitesses supérieures à 2 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre.

- *Condition sur la Pression:*

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés , en vue de la bonne tenue de la canalisation et des joints .Il faut éviter des pressions supérieures à 60m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés , si néanmoins, de telles pressions devraient se manifester , il y aurait lieu , en vue de les diminuer : soit d'envisager une distribution étagée , soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression .

- *Conditions spéciales d'incendie:*

Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devront pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/s . Les appareils hydrauliques utilisés par les pompiers sont soit des bouches d'incendie de (0,08 à 0,1 m) , soit des poteaux d'incendie . Ces appareils doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres et être répartis suivant l'importance des risques à défendre. Si le risque est faible l'écartement pourra être porté à 400 m. Cette condition est souvent difficile à satisfaire dans les petites agglomérations et oblige parfois à prévoir des diamètres surabondants pour les besoins normaux, en conséquence, la vitesse de l'eau, en distribution normale risque d'être faible dans certains tronçons.

a-Calcul hydraulique de la zone 1:

Cette zone est caractérisée par un schéma de distribution type combiné .Nous allons dimensionner en premier lieu le réseau maillé, puis nous déterminerons la pression au point de la ramification.

Répartition arbitraire des débits de la zone 1 :

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

- 1^{ère} loi : en un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent.
- 2^{ème} loi : le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

La méthode d' HARDY GROSS consiste tout d'abord à se fixer une répartition provisoire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement dans tout le réseau, tout en respectant la 1^{ère} loi. Cette première répartition nous permet de choisir les diamètres, tout au moins provisoire.

Le réseau proposé est comme suit :

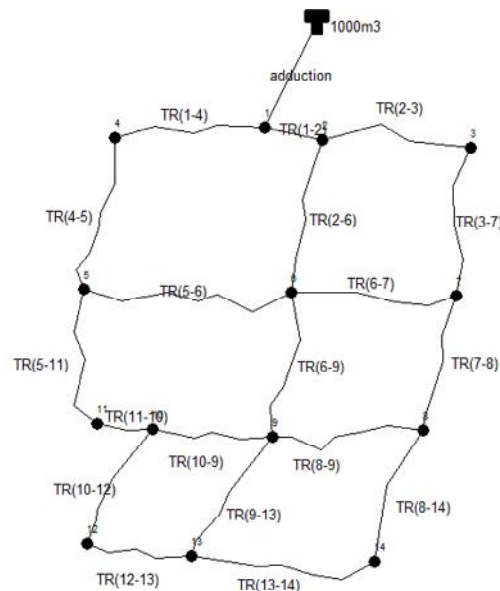
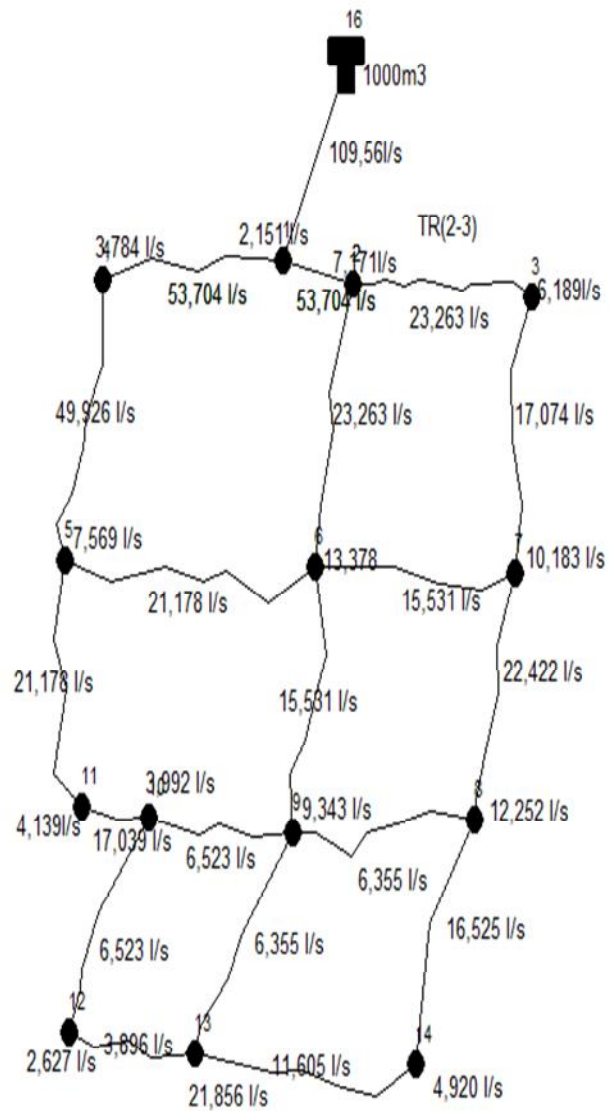
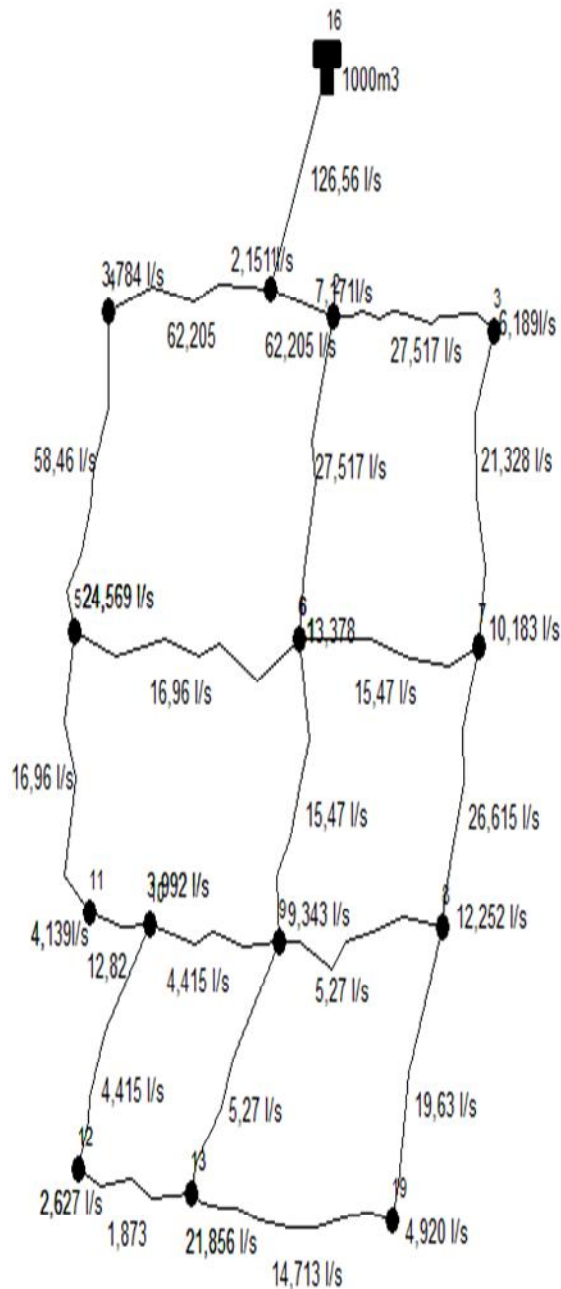


Figure 4.01 : Schéma du réseau de distribution de la zone (1)



1) Cas de pointe

Figure 4.02 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 1 cas de pointe.



● : débit nodal

→ : débit en route

Figure 4.03 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 1 cas de pointe +incendie.

Nous allons déterminer les diamètres à partir des débits transités en cas de pointe. Pour ce fait nous devons utiliser la condition des vitesses limites en se référant à la table d'ABRAMOV se trouvant à l'annexe n°4.

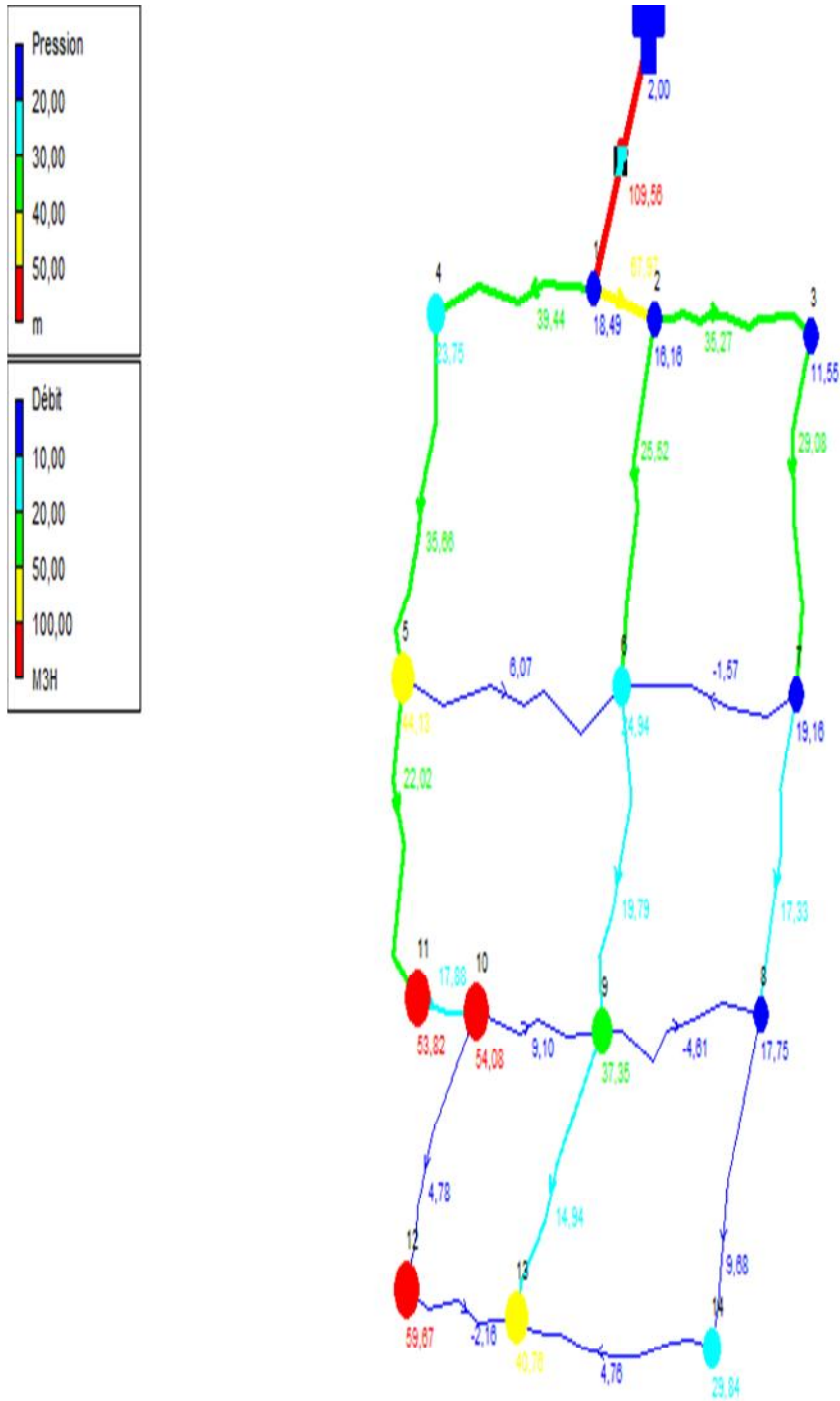
Après avoir introduit les diamètres avantageux dans EPANET2, nous avons eu les résultats des deux cas (pointe et pointe+incenie) représentés respectivement dans les tableaux (4.6, 4.7 4.8, 4.9)

Tableau 4.6- caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe) de la zone1 :

N° du tuyau	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s	ΔH m/km	ΔH (m)
Tuyau 1(R-1)	598,7	200	0,1	109,56	0,97	4,55	2,72
Tuyau 2(1-2)	113,44	150	0,1	67,97	1,07	7,82	0,88
Tuyau 4(1-4)	173,01	150	0,1	39,44	0,62	2,79	0,48
Tuyau 5(4-5)	353,04	150	0,1	35,66	0,56	2,31	0,81
Tuyau 6(5-6)	523,66	50	0,1	6,07	0,86	20,51	10,74
Tuyau 7(6-7)	441,05	34	0,1	-1,57	0,48	11,38	5,01
Tuyau 8(3-7)	364,69	100	0,1	29,08	1,03	12,03	4,38
Tuyau 9(2-6)	382,86	80	0,1	25,52	1,41	29,12	11,14
Tuyau 10(7-8)	314,9	75	0,1	17,33	1,09	19,26	17,62
Tuyau 11(6-9)	433,89	80	0,1	19,79	1,09	17,89	7,762
Tuyau 12(5-11)	484,22	90	0,1	22,02	0,96	12,07	5,84
Tuyau 13(11-10)	66,97	100	0,1	17,88	0,63	4,79	0,32
Tuyau 14(10-12)	186,21	34	0,1	4,78	1,46	92,63	17,24
Tuyau 15(9-10)	278,46	50	0,1	9,1	1,29	44,29	12,33
Tuyau 16(9-8)	396,49	50	0,1	-4,61	0,65	12,21	4,84
Tuyau 18(9-13)	569,21	75	0,1	14,94	0,94	14,52	8,26
Tuyau 20(12-13)	163,66	34	0,1	-2,16	0,66	20,45	3,34
Tuyau 3(2-3)	459,52	100	0,1	35,27	1,25	17,4	1,74
Tuyau 17(8-14)	320,15	75	0,1	9,68	0,61	6,41	2,05
Tuyau 19(14-13)	335,1	63	0,1	4,76	0,42	4,09	1,37

Tableau 4.7 : Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (I) :

N° du Nœud	Altitude m	Qn l/s	CP m	Pression m
Nœud 1	1005,79	2,151	1024,28	18,49
Nœud 2	1007,23	7,178	1023,39	16,16
Nœud 3	1010,1	6,189	1021,65	11,55
Nœud 4	1000,05	3,784	1023,79	23,75
Nœud 5	978,85	7,569	1022,98	44,13
Nœud 6	987,3	13,378	1012,24	24,94
Nœud 7	998,1	10,183	1017,26	19,16
Nœud 8	981,89	12,252	999,64	17,75
Nœud 9	967,13	9,343	1004,48	37,35
Nœud 10	962,73	3,992	1016,81	54,08
Nœud 11	963,32	4,139	1017,14	53,82
Nœud 12	939,9	2,627	999,57	59,67
Nœud 13	955,46	21,856	996,22	40,76
Nœud 14	967,75	4,92	997,59	29,84
Réservoir 16	1024	109,56	1024	Cote radier



→ : débit en route (l/s) avec le sens d'écoulement

● : n° du nœud

Figure 4.4 : Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe.

Pour le cas pointe + incendie nous obtenons ces résultats :

Tableau 4.8- caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe+incendie) de la zone1 :

N° du tuyau	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s	. ΔH m/km	ΔH m
Tuyau 1	598,7	200	0,1	126,56	1,12	5,99	3,58
Tuyau 2	113,44	150	0,1	68,57	1,08	7,95	0,90
Tuyau 4	173,01	150	0,1	55,84	0,88	5,38	0,93
Tuyau 5	353,04	150	0,1	52,06	0,82	4,71	1,66
Tuyau 6	523,66	50	0,1	5,79	0,82	18,72	9,80
Tuyau 7	441,05	34	0,1	-1,62	0,5	11,99	5,28
Tuyau 8	364,69	100	0,1	29,27	1,04	12,19	4,44
Tuyau 9	382,86	80	0,1	25,93	1,43	30,02	11,49
Tuyau 10	314,9	75	0,1	17,47	1,1	19,57	17,90
Tuyau 11	433,89	80	0,1	19,96	1,1	18,18	7,88
Tuyau 12	484,22	90	0,1	21,7	0,95	11,74	5,68
Tuyau 13	66,97	100	0,1	17,56	0,62	4,63	0,31
Tuyau 14	186,21	34	0,1	4,71	1,44	90,12	16,78
Tuyau 15	278,46	50	0,1	8,85	1,25	42	11,69
Tuyau 16	396,49	50	0,1	-4,55	0,64	11,93	4,73
Tuyau 18	569,21	75	0,1	14,91	0,94	14,48	8,24
Tuyau 20	163,66	34	0,1	-2,09	0,64	19,26	3,15
Tuyau 3	459,52	100	0,1	35,46	1,25	17,58	1,75
Tuyau 17	320,15	75	0,1	9,78	0,61	6,53	2,09
Tuyau 19	335,1	63	0,1	4,86	0,43	4,24	1,42

Tableau 4.9 : Calcul hydraulique en cas de pointe+incendie de la zone (1) :

N° du Nœud	Altitude m	Qn (l/s)	CP m	Pression m
Noeud 1	1005,79	2,151	1023,41	17,62
Noeud 2	1007,23	7,178	1022,51	15,28
Noeud 3	1010,1	6,189	1020,75	10,65
Noeud 4	1000,05	3,784	1022,48	22,43
Noeud 5	978,85	24,569	1020,82	41,97
Noeud 6	987,3	13,378	1011,02	23,72
Noeud 7	998,1	10,183	1016,31	18,21
Noeud 8	981,89	12,252	998,4	16,51
Noeud 9	967,13	9,343	1003,13	36,00
Noeud 10	962,73	3,992	1014,83	52,1
Noeud 11	963,32	4,139	1015,14	51,82
Noeud 12	939,9	2,627	998,04	58,14
Noeud 13	955,46	21,856	994,89	39,43
Noeud 14	967,75	4,92	996,31	28,56
Réservoir 1000m ³	1024	126,56	1024	Cote radier

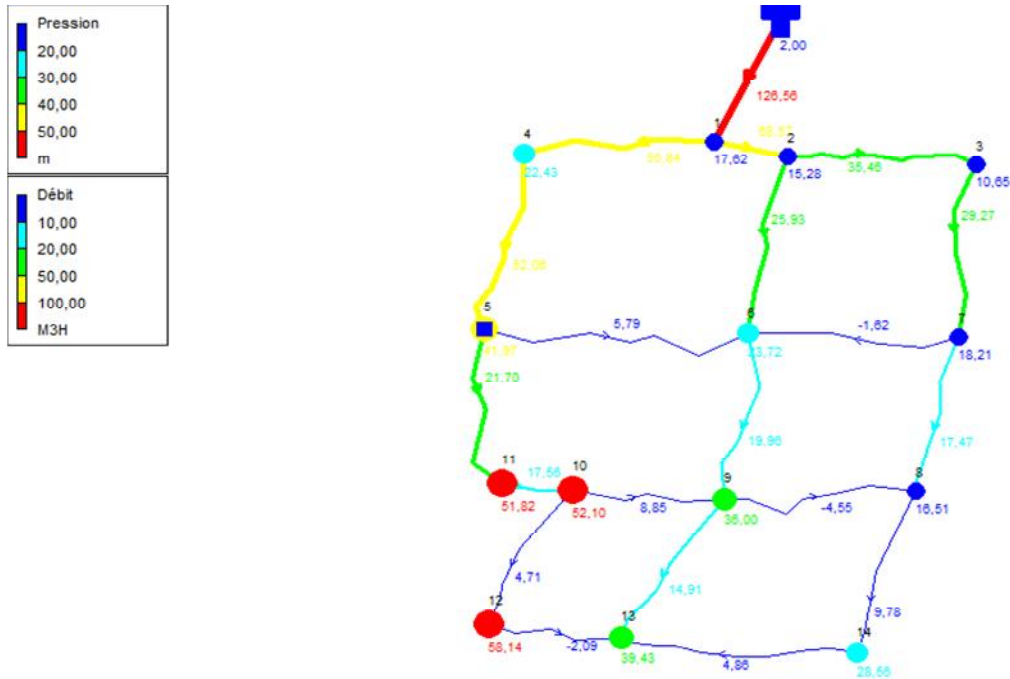


Figure 4.5 :Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe+incendie.

Pour le nœud 3 nous avons une ramification. Son dimensionnement se fait d'une manière simple.

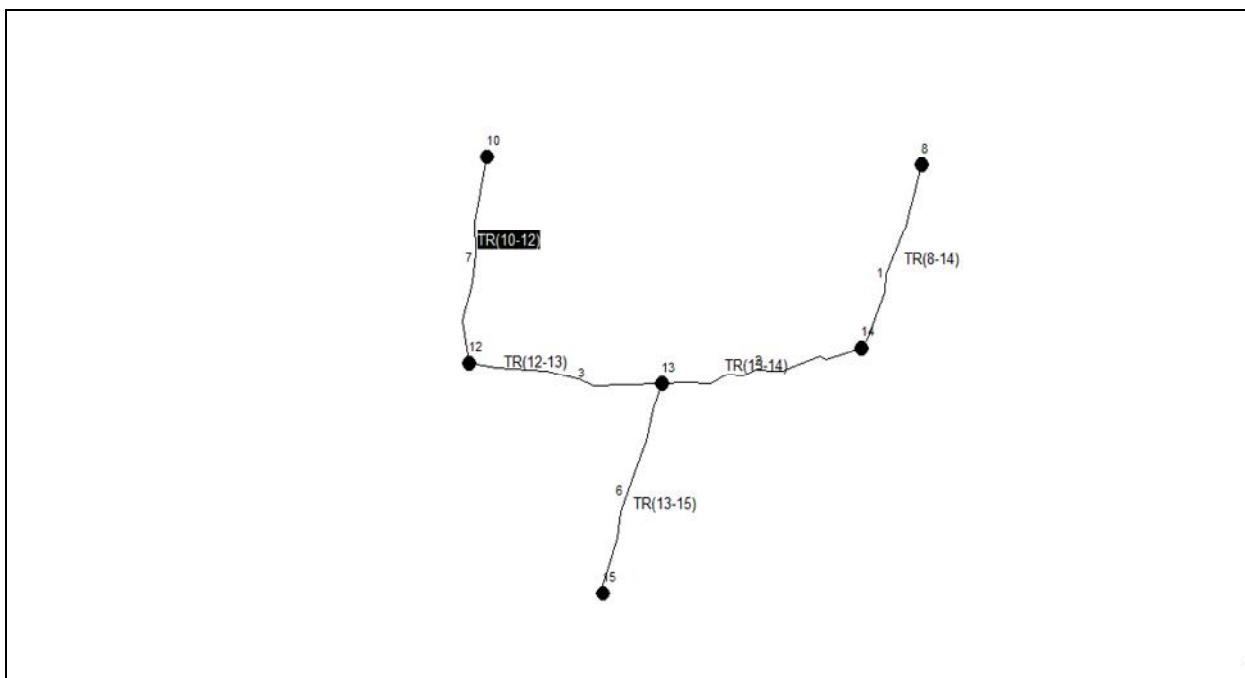


Figure 4.06 : Schéma montrant le nœud 15 de la zone (1).

Connaissant la cote piézométrique au nœud 13 nous obtenons ces résultats

Tableau 4.10: Détermination de la pression au point 15 du réseau.

N° tronçon	13-15	13-15	13-15	13-15
Vitesse dans le tronçon (m/s)	0,31	0,31	0,31	0,31
Diamètre du tronçon (mm)	125	125	125	125
Niveau d'eau dans le réservoir (m)	0	1	2	3
La pression au nœud 15 (m)	55,83	56,83	57,83	58,83

b-Calcul hydraulique de la zone 2:

Pour le calcul du réseau ramifié, nous devons nous placer dans les hypothèses les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible. Donc le calcul du réseau ramifié se fait en partant de l'extrémité aval du réseau et en remontant de proche en proche jusqu'au réservoir.

Les données de départ sont :

-Longueurs des tronçons du réseau déterminées en fonction des plans d'urbanisme.

-Les débits en chaque point de la conduite principale et des branchements.

-Le débit de distribution continue.

- Pour notre étude nous avons la cote du réservoir et les longueurs des tronçons.
- Si la cote piézométrique est donnée en tête du réseau le calcul de la ligne principale se fait comme suite :

-La cote piézométrique au point (26) sera.

$$C_{p26} = C_{t26} + [H]_{\text{libre}}$$

C_{p26} : cote piézométrique au point (26).

C_{t26} : cote du terrain au point (26).

$[H]_{\text{libre}}$: colonne d'eau libre imposée.

Ce qui nous donne la perte de charge totale sur la ligne principale : $H = C_r - (C_{t26} + H_1)$

La pente moyenne hydraulique sera $J_{\text{moy}} = \frac{H}{li}$

Ou li : somme des longueurs des tronçons formant la canalisation principale

Nous pouvons écrire $\Delta H = A \cdot Q^2$

Avec : A résistance par mètre linéaire .

La pente moyenne sera $J_{\text{moy}} = A_i \cdot Q_i^2 = \frac{Q_i^2}{K_i^2}$

-À chaque valeur de K_i correspond un diamètre D. Nous devons choisir les diamètres qui permettent d'écouler le débit de consommation avec des vitesses favorables.

-Nous devons calculer la perte de charge avec Q_c puis le calcul de la charge hydraulique en chaque nœud ce qui nous donne la pression.

-Nous avons choisi pour notre étude le nœud (26) comme étant le plus défavorable et qui est incluse dans la canalisation principale.

-Avant nous devons déterminer les débits de dimensionnement qui sont utilisés pour la détermination des pertes de charge. Les calculs sont représentés dans le tableau (4.11) suivant.

Tableau 4.11: Les débits de dimensionnement pour le cas de pointe.

Tronçon	Qdim l/s	Tronçon	Qdim l/s
26-25	5,56	7_13	28,13
27_25	1,83	9_10	1,69
25_23	8,99	9_11	6,70
23_24	1,72	8_9	8,951
21_23	12,81	8_12	1,31
21_22	1,91	7_8	11,09
19_21	15,23	5_7	39,48
19_20	1,47	5_6	3,41
17_19	18,20	3_5	43,46
18_17	2,75	3_4	2,25
13_17	21,07	3_1	45,92
14_16	3,67	1_2	2,81
14_15	1,77	R_1	52,46
13_14	7,01		

Tableau 4.12 : Les diamètres pour le cas de pointe.

tronçon	longueur	I moy	Q	Ai	pdc	D	Dn
R_1	501,9	0,0361	0,05246	13,1174866	18,11859	0,186	200
1_3	40,77	0,0361	0,04592	17,1199875	1,471797	0,177	180
3_5	110,17	0,0361	0,04346	19,1129515	3,977137	0,173	180
5_7	49,97	0,0361	0,03948	23,1607657	1,803917	0,168	170
7_13	9,14	0,0361	0,02813	45,6213085	0,329954	0,147	150
13_17	23,42	0,0361	0,02107	81,3163976	0,845462	0,132	150
17-19	291,94	0,0361	0,0182	108,984422	10,539034	0,125	125
19_21	99,81	0,0361	0,01523	155,635045	3,603141	0,117	120
21_23	408,19	0,0361	0,01281	219,993041	14,735659	0,109	110
23_25	312,52	0,0361	0,00899	446,671063	11,281972	0,095	100
25_26	531,58	0,0361	0,00556	1167,77082	19,190038	0,078	90

Tableau 4-13 : Paramètre hydraulique du réseau en cas de pointe de la zone 2.

N° du tuyau	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert.Charge. ΔH	
						m/km	
Tuyau 1(R-1)	501,9	200	0,1	52,46	0,82	4,77	2,39
Tuyau 3(1-3)	40,77	190	0,1	49,77	0,49	1,33	0,05
Tuyau 5(3-5)	110,17	100	0,1	47,06	1,66	30,31	3,33
Tuyau 7(5-7)	49,97	100	0,1	43,28	1,53	25,79	1,28
Tuyau 8(7-13)	9,14	90	0,1	31,95	1,4	24,6	0,22
Tuyau 10(5-6)	326,08	34	0,1	1,52	0,46	10,64	0,27
Tuyau 11(7-8)	161,71	50	0,1	10,31	1,46	56,19	9,08
Tuyau 12(8-9)	107,01	63	0,1	7,88	0,7	10,44	1,11
Tuyau 13(9-10)	162,32	25	0,1	0,74	0,42	13,31	2,16
Tuyau 14(9-11)	604,94	34	0,1	2,9	0,89	35,72	3,572
Tuyau 15(8-12)	126,01	34	0,1	0,6	0,18	1,96	0,24
Tuyau 16(13-14)	304,69	63	0,1	6,26	0,56	6,79	2,06
Tuyau 17(14-16)	351,58	34	0,1	1,63	0,5	12,22	4,29
Tuyau 18(14-15)	169,54	34	0,1	0,79	0,24	3,24	0,54
Tuyau 19(13-17)	23,42	80	0,1	24,12	1,33	26,13	0,61
Tuyau 20(17-19)	291,94	80	0,1	18,96	1,05	16,49	4,81
Tuyau 21(19-21)	99,21	80	0,1	15,82	0,87	11,69	1,15
Tuyau 23(23-25)	312,52	50	0,1	6,98	0,99	26,69	8,34
Tuyau 24(25-26)	531,58	34	0,1	2,42	0,74	25,47	13,53
Tuyau 25(25-27)	175,65	25	0,1	0,82	0,46	15,77	2,77
Tuyau 26(23-24)	165,05	25	0,1	0,77	0,43	14,07	2,32
Tuyau 27(21-22)	182,61	25	0,1	0,85	0,48	16,96	3,09
Tuyau 28(19-20)	141,18	34	0,1	0,66	0,2	2,33	0,32
Tuyau 29(17-18)	263,25	25	0,1	1,22	0,69	33,43	8,80
Tuyau 2(1-2)	269,46	25	0,1	1,25	0,71	34,88	9,39
Tuyau 4(3-4)	215,54	25	0,1	1	0,57	23,04	4,96
Tuyau 9(21-23)	408,19	80	0,1	11,76	0,65	6,68	2,72

Tableau 4-14 :calcul hydraulique en cas de pointe de la zone2.

N° Noeud	Altitude m	Qn (l/s)	CP m	Pression m
Noeud 1	995,14	1,442	1014,6	19,46
Noeud 2	992,11	1,252	1005,21	13,1
Noeud 3	992,56	1,704	1014,55	21,99
Noeud 5	985,62	2,26	1011,21	25,59
Nœud 6	970,2	1,516	1010,93	40,73
Nœud 7	983,09	1,026	1009,92	26,83
Nœud 8	986,8	1,835	1000,83	14,03
Nœud 9	984,81	4,232	999,72	14,91
Nœud 10	977,18	0,744	997,56	20,38
Nœud 12	976,8	0,595	1000,59	23,79
Nœud 13	982,33	1,568	1009,7	27,37
Nœud 14	971,9	3,84	1007,63	35,73
Nœud 15	959,96	0,788	1007,08	47,12
Nœud 16	950,51	1,634	1003,33	52,82
Nœud 17	980,95	3,94	1009,08	28,13
Nœud 18	962,75	1,224	1000,28	37,53
Nœud 19	960,6	2,478	1004,27	43,67
Nœud 21	951,95	3,211	1003,11	51,16
Nœud 22	949,4	0,849	1000,01	50,61
Nœud 23	939,35	4,018	1000,38	61,03
Nœud 25	928,19	3,741	992,04	63,85
Nœud 26	933,1	2,423	978,51	45,41
Nœud 27	920,01	0,816	989,27	69,26
Nœud 11	960,65	2,9	996,15	35,5
Nœud 24	938,1	0,767	998,06	59,96
Nœud 20	953,07	0,656	1003,94	50,87
Nœud 4	992,3	1,002	1009,58	17,28
Réservoir (250+500m ³)	1014	52,46	1014	Cote radier

Nous obtenons les schémas suivants de simulation figure 4.06 :

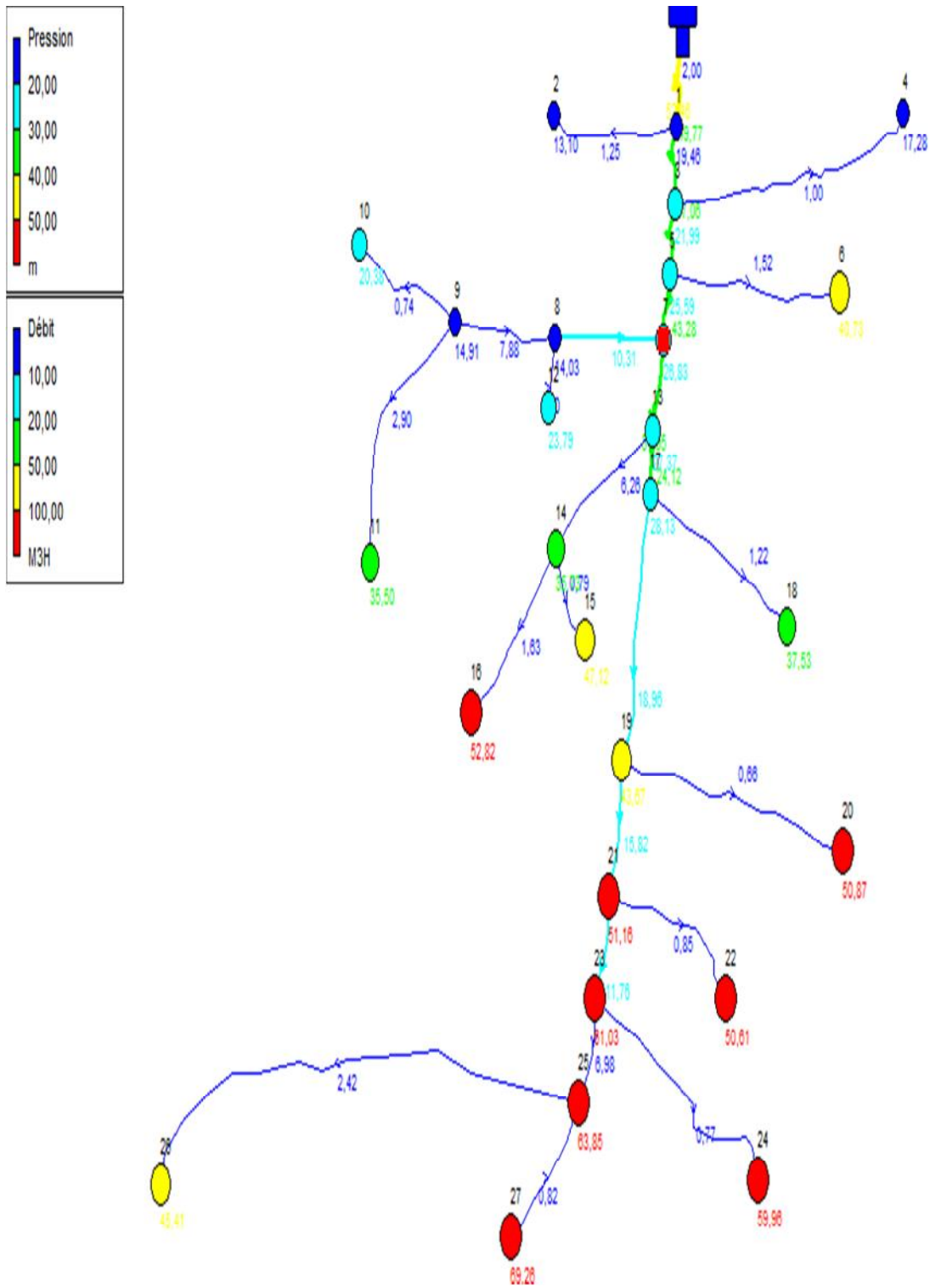


Figure 4.07:Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe.

Pour le cas de pointe + incendie nous obtenons ces résultats :

Tableau 4.15: Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe+incendie de la zone (2).

N° du tuyau	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert de charge	
						m/km	(m)
Tuyau 1	501,9	200	0,1	69,46	1,09	8,15	4,09
Tuyau 3	40,77	190	0,1	66,77	0,65	2,3	0,09
Tuyau 5	110,17	100	0,1	64,06	2,27	55,09	6,06
Tuyau 7	49,97	100	0,1	60,28	2,13	48,96	2,44
Tuyau 8	9,14	90	0,1	31,95	1,4	24,6	0,22
Tuyau 10	326,08	34	0,1	1,52	0,46	10,64	0,27
Tuyau 11	161,71	50	0,1	10,31	1,46	56,19	9,08
Tuyau 12	107,01	63	0,1	7,88	0,7	10,44	1,11
Tuyau 13	162,32	25	0,1	0,74	0,42	13,31	2,16
Tuyau 14	604,94	34	0,1	2,9	0,89	35,72	3,57
Tuyau 15	126,01	34	0,1	0,6	0,18	1,96	0,24
Tuyau 16	304,69	63	0,1	6,26	0,56	6,79	2,06
Tuyau 17	351,58	34	0,1	1,63	0,5	12,22	4,29
Tuyau 18	169,54	34	0,1	0,79	0,24	3,24	0,54
Tuyau 19	23,42	80	0,1	24,12	1,33	26,13	0,61
Tuyau 20	291,94	80	0,1	18,96	1,05	16,49	4,81
Tuyau 21	99,21	80	0,1	15,82	0,87	11,69	1,15
Tuyau 23	312,52	50	0,1	6,98	0,99	26,69	8,34
Tuyau 24	531,58	34	0,1	2,42	0,74	25,47	13,53
Tuyau 25	175,65	25	0,1	0,82	0,46	15,77	2,77
Tuyau 26	165,05	25	0,1	0,77	0,43	14,07	2,32
Tuyau 27	182,61	25	0,1	0,85	0,48	16,96	3,09
Tuyau 28	141,18	34	0,1	0,66	0,2	2,33	0,32
Tuyau 29	263,25	25	0,1	1,22	0,69	33,43	8,80
Tuyau 2	269,46	25	0,1	1,25	0,71	34,88	9,39
Tuyau 4	215,54	25	0,1	1	0,57	23,04	4,96
Tuyau 9	408,19	80	0,1	11,76	0,65	6,68	2,72

Tableau 4.16: calcul hydrauliques en cas de pointe+incendie de la zone (2).

N° Nœud	Altitude m	Qn l/s	CP m	Pression m
Nœud 1	995,14	1,442	1012,91	17,77
Nœud 2	992,11	1,252	1003,51	11,4
Nœud 3	992,56	1,704	1012,82	20,26
Nœud 5	985,62	2,26	1006,75	21,13
Nœud 6	970,2	1,516	1006,47	36,27
Nœud 7	983,09	18,026	1004,3	21,21
Nœud 8	986,8	1,835	995,21	8,41
Nœud 9	984,81	4,232	994,1	9,29
Nœud 10	977,18	0,744	991,94	14,76
Nœud 12	976,8	0,595	994,97	18,17
Nœud 13	982,33	1,568	1004,08	21,75
Nœud 14	971,9	3,84	1002,01	30,11
Nœud 15	959,96	0,788	1001,46	41,5
Nœud 16	950,51	1,634	997,71	47,2
Nœud 17	980,95	3,94	1003,46	22,51
Nœud 18	962,75	1,224	994,66	31,91
Nœud 19	960,6	2,478	998,65	38,05
Nœud 21	951,95	3,211	997,49	45,54
Nœud 22	949,4	0,849	994,39	44,99
Nœud 23	939,35	4,018	994,76	55,41
Nœud 25	928,19	3,741	986,42	58,23
Nœud 26	933,1	2,423	972,89	39,79
Nœud 27	920,01	0,816	983,65	63,64
Nœud 11	960,65	2,9	990,53	29,88
Nœud 24	938,1	0,767	992,44	54,34
Nœud 20	953,07	0,656	998,32	45,25
Nœud 4	992,3	1,002	1007,85	15,55
Réservoir (500+250m ³)	1014	69,46	1014	Cote radier

Nous obtenons cette figure de simulation 5.07

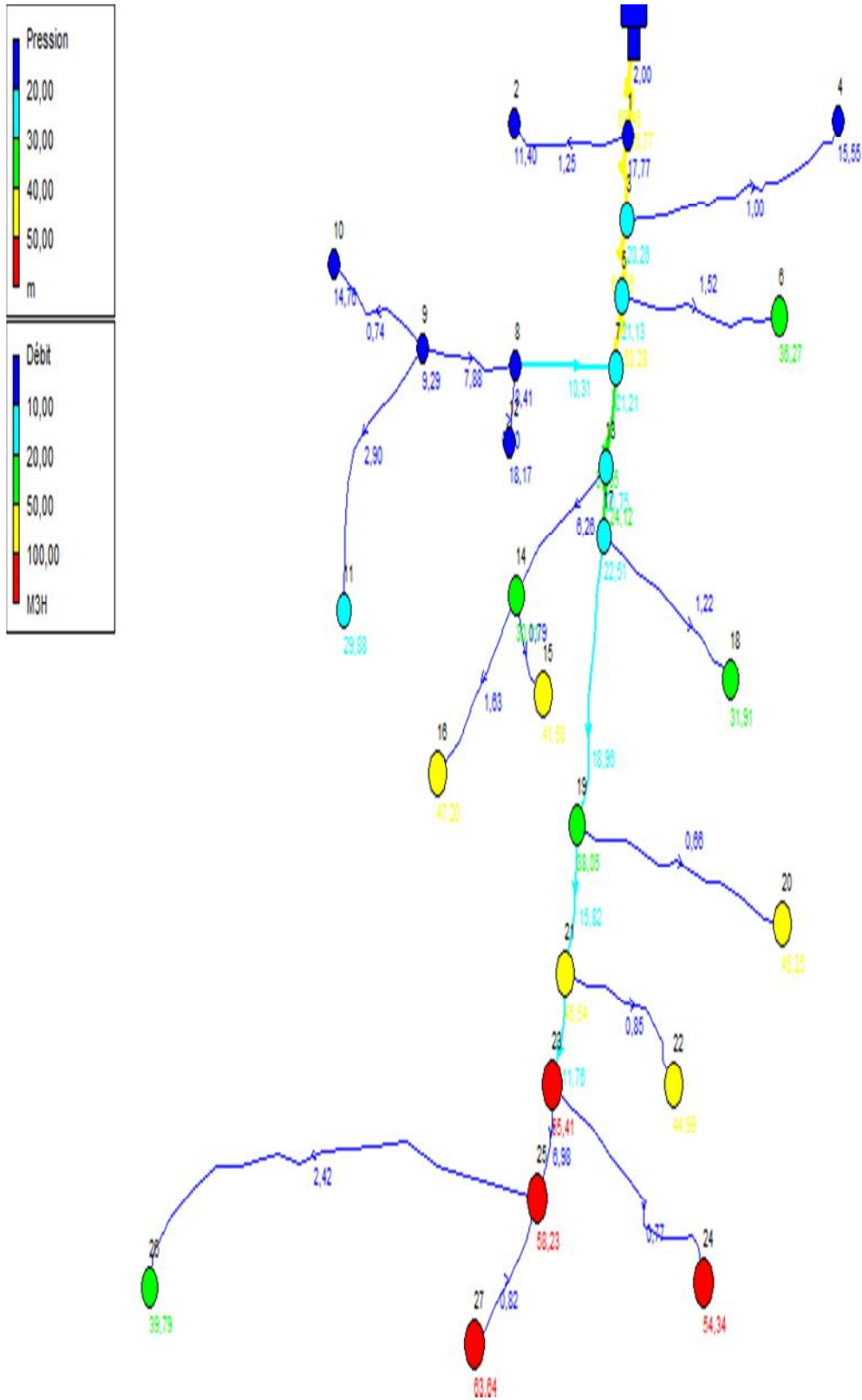


Figure 4.08: Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe +incendie .

4.5- Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution. Comparativement au réseau existant, les pressions et les débits obtenus sont nettement plus meilleurs que ceux donnés par le réseau déjà existant. Durant le tracé, nous avons obtenue 06 mailles pour la zone (1) et un réseau ramifié pour la zone (2). Nous avons constaté également que les vitesses obtenus, sont suffisantes et répondent à la fourchette accepté en hydraulique urbaine.

5.1-Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier la partie pompage et la partie adduction à l'horizon 2038, à savoir:

- l'adduction mixte reliant entre la station de pompage et le réservoir de distribution (R1) de volume 1000 m^3 .
- L'adduction reliant entre le forage projeté et le réservoir de volume $(250+500) \text{ m}^3$.

5.2 Recommandation sur les adductions

Pour les adductions objet de notre étude, nous recommandons de redimensionner les conduites de telle manière à véhiculer le débit appelé pour l'horizon d'étude 2038.

Pour cela on se basant sur :

- L'âge des conduites de refoulement qui dépasse les 30 ans.
- Les cassures (fuites) et leurs causes.
- L'état de revêtement intérieur et extérieur de ces conduites.
- Le type de matériaux des conduites d'adductions (amiante ciment).
- L'état des groupes motopompes de la station de reprise et celui du forage de Saouli

5.3 Choix du tracé

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

- Le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages.
- Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes, et des vidanges aux points bas pour le vidange en cas de panne.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

Pour notre projet on va garder l'ancien tracé choisie à raison de :

- Afin d'éviter les réclamations des propriétaires des terrains (la majorité des terrains sont privés).
- La majorité du linéaire des conduites de l'ancien tracé est suivant les routes communales existantes.
-

5.4 Choix du matériau

Le choix du matériau se fait en fonction :

- Du diamètre.
- Des pressions exigées.
- Des conditions d'installation.
- Du revêtement.
- De la disponibilité sur le marché national.
- Du prix unitaire de pose de l'adduction.
- La facilité d'entretien en cas de fuites.

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

5.5 Dimensionnement de l'adduction

5.5.1 Méthode de calcul

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

❖ **Formule de BRESS**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots (5.1)$$

❖ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (5.2)$$

Q: Débit refoulé en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite

<1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

❖ **Calcul des pertes de charge**

❖ **Pertes de charge linéaires**

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

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue Ks exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (5.3)$$

λ : Coefficient de frottement

V: Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I: Gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (5.4) \text{ (Formule de Nikuradzé)}$$

ε : Rugosité absolue de la conduite

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (5.4)

Re : Nombre de Reynolds ;

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

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s) ;

ε : Rugosité absolue de la conduite.

➤ **Vérification du régime (Nombre de Reynolds)**

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{Où :}$$

Re : Nombre de **Reynolds**.

$V = \frac{4 * Q}{\pi D^2}$: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu=10^{-6}$ m²/s à une température de 20°C.

➤ **Calcul du nombre de Reynolds :**

- Pour la zone1 :

Pour $D=200\text{mm}$; $\nu= 2.38\text{m/s}$ $\Rightarrow R= 477464.82=4.7 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Pour $D=300\text{mm}$; $\nu=1,06\text{m/s}$ $\Rightarrow R=318309.88=3,18 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Pour $D=400\text{mm}$; $\nu= 0,59\text{m/s}$ $\Rightarrow R=238732,41=2,3 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

-pour la zone2 :

Pour $D=200\text{mm}$; $\nu= 0,47\text{m/s}$ $\Rightarrow R= 95492,96=9,5 \times 10^4 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Pour $D=300\text{mm}$; $\nu=0,21\text{m/s}$ $\Rightarrow R=63661,97=6,3 \times 10^4 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Pour $D=400\text{mm}$; $\nu= 0,12\text{m/s}$ $\Rightarrow R=47746,48=4,7 \times 10^4 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Donc, nous pouvons appliquer la formule de NIKURADZE pour déterminer λ .

❖ Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....), elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\boxed{\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l} \dots\dots\dots (5.5)$$

❖ Pertes de charge totales (ΔH_t)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots(5.6) \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

❖ Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_l \dots\dots\dots (5.7)$$

Hg: La hauteur géométrique

ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : Pertes de charge au refoulement

❖ Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots (5.8)$$

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

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

g: Pesanteur ($9.81 m/s^2$)

ρ : Masse volumique de l'eau ($1000 Kg/m^3$).

❖ Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \dots\dots\dots(5.9)$$

t: Temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas **t =20h**

P: Puissance de la pompe en (kW)

❖ Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots (5.10)$$

E: Energie consommée par la pompe en (KWh))

e: Prix unitaire d'un KWh imposé par SONELGAZ. (e=4,17DA)

❖ Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots (5.11)$$

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA), voir les annexes (**Annexe VI.1**)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(5.12)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: Nombre d'années d'amortissement, n =19 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{19} - 1} + 0,08 = 0,1041 = 10,41 \%$$

Pour la zone 2 :

5.5.2 Dimensionnement de l'adduction (Forage projeté (18l/s)-R(500+250m³))

Le débit d'exploitation de station de pompage (SR) est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max, j}}}{t * 3600} \dots\dots\dots(5.13)$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s)

$Q_{\text{max,j}}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max,j}} = 3021,78 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp, SPR}} = \frac{1296}{20 * 3600} \implies Q_{\text{exp, S.R}} = 18 \text{ L/s;}$$

la capacité de la bache de reprise ;

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement 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 bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20} \dots\dots\dots(5.14)$$

Avec :

$Q_{\text{max,j}}$: Débit maximal journalier total.

T: Temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

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

$$\text{A.N : } V_{\text{bache}} = (1296 * 0,25 / 20) = 20 \text{ m}^3$$

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (5.1) est tel que :

$$\text{A.N : } D = \sqrt{1,8 * 10^{-2}} \Rightarrow D = 0,134\text{m} \quad \text{donc : } \mathbf{D = 134 \text{ mm}}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau 5.1: Calcul de la Hmt du tronçon (F P-R(500+250)m³)

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
110	1190,01	18	1,89	0,0129	25,52	28,07	57,38	85,45
125	1190,01	18	1,47	0,0126	13,15	14,47	57,38	71,85
150	1190,01	18	1,018	0,0122	5,12	5,63	57,38	63,01
200	1190,01	18	0,57	0,0115	1,15	1,26	57,38	58,64
250	1190,01	18	0,37	0,0111	0,36	0,40	57,38	57,78
315	1190,01	18	0,23	0,0106	0,11	0,12	57,38	57,50
400	1190,01	18	0,14	0,0102	0,032	0,035	57,38	57,42
500	1190,01	18	0,092	0,0098	0,01	0,011	57,38	57,39

Tableau 5.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F P-R250+500m³)

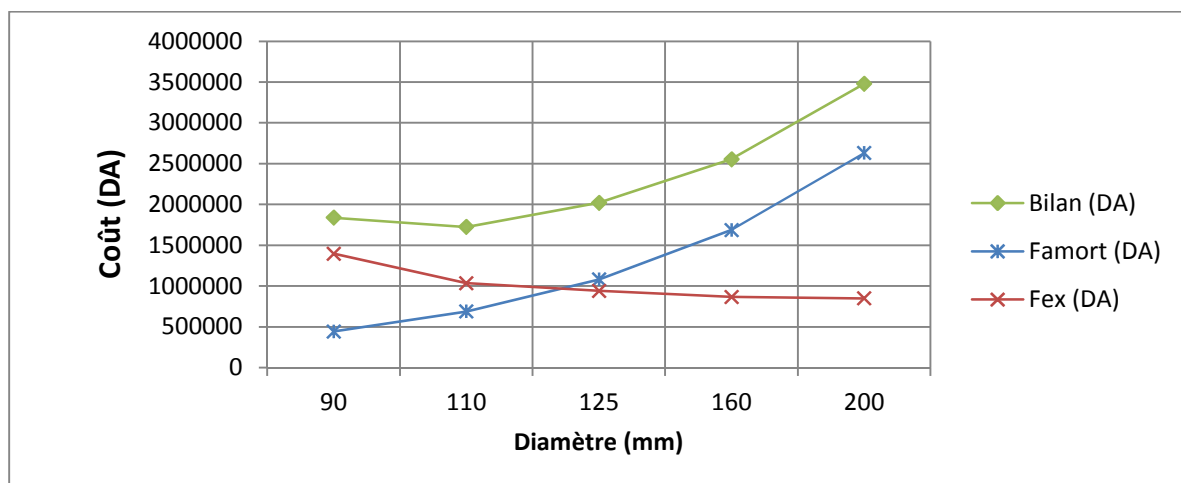
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
110	1028,03	1190,01	127352,39
125	1291,05	1190,01	159935,33
150	2592,59	1190,01	321170,15
200	3364,46	1190,01	416789,44
250	5233,61	1190,01	648339,82
315	8215,49	1190,01	9776515,25
400	12821,66	1190,01	1588347,76
500	19998,73	1190,01	2477443,49

Tableau 5.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (FP-250+500m³)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh/an)	F _{explo} (DA)
110	18,40	134320	560114,40
125	15,47	112931	112931,37
150	13,57	99061	413084,37
200	12,68	92564	385991,88
250	12,44	90812	378686,04
315	12,38	90374	376859,58
400	12,36	90228	376250,76
500	12,35	90155	375946,35

Tableau 5.4: Bilan du tronçon (FP-250+500m³)

diamètre	Fex	Famor	bilon
110	560114,4	127352,39	687466,79
125	112931,37	159935,33	272866,7
150	413084,37	321170,15	734254,52
200	385991,88	416789,44	802781,32
250	378686,04	648339,82	1027025,86
315	376859,58	9776515,3	10153374,9
400	376250,76	1588347,8	1964598,56
500	375946,35	2477443,5	2853389,85

Figure 5.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (FP-R750m³)

En conclusion; selon la combinaison des frais d'amortissements et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D=110\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=1.89\text{ m/s}$.

Pour la zone 1 :

Nous allons faire un renforcement pour satisfaire les besoins en eau potable de Bni Yelmene. La topographie de la ville impose une adduction mixte, (refoulement-gravitaire). Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est importante, ce qui suppose un profil accidenté. Dans ce type des adductions l'écoulement est en charge.

5.5.3 : Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement :

➤ **SP vers le réservoir tampon :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :

$$Q = 6310,81 \text{ m}^3/\text{j} = 881/\text{s. (sur } 20^{\text{h}}).$$

$$L = 2198,28 \text{ m.}$$

$$H_g = 153,09 \text{ m.}$$

Avant de commencer le calcul économique, on calcule le diamètre par la formule de

- **Bonnin :** $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = \sqrt{0.088} = 297\text{mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau 5.5: Calcul de la Hmt du tronçon (S P-R(1000)m³)

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	hg (m)	Hmt (m)
0,2	2198,28	0,088	2,80	0,0115	50,60	55,66	153,09	208,75
0,25	2198,28	0,088	1,79	0,0111	16,00	17,60	153,09	170,69
0,315	2198,28	0,088	1,12	0,0106	4,81	5,29	153,09	158,38
0,4	2198,28	0,088	0,70	0,0102	1,40	1,54	153,09	154,63
0,5	2198,28	0,088	0,44	0,0098	0,44	0,48	153,09	153,57

Tableau 5.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (S P-R1000m³)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	3364,46	2198,28	769926,216
250	5233,61	2198,28	1197664,27
315	8215,49	2198,28	1880040,52
400	12821,66	2198,28	2934120,83
500	19998,73	2198,28	4576528,33

Tableau 5.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP-R1000m³)

Diamètre (mm)	Hmt (m)	P(K Watt)	E (K wt/an)	F _{exp} (DA)
200	208,75	219,76	1604305,87	6689955,46
250	170,69	179,69	1311803,44	5470220,35
315	158,38	166,73	1217197,43	5075713,27
400	154,63	162,79	1188377,56	4955534,43
500	153,57	161,67	1180231,15	4921563,88

Tableau 5.8: Bilan du tronçon (FP-250+500m³)

Diamètre (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	bilon
200	6689955,46	769926,22	7459881,68
250	5470220,35	1197664,27	6667884,62
315	5075713,27	1880040,52	6955753,79
400	4955534,43	2934120,83	7889655,26
500	4921563,88	4576528,33	9498092,21

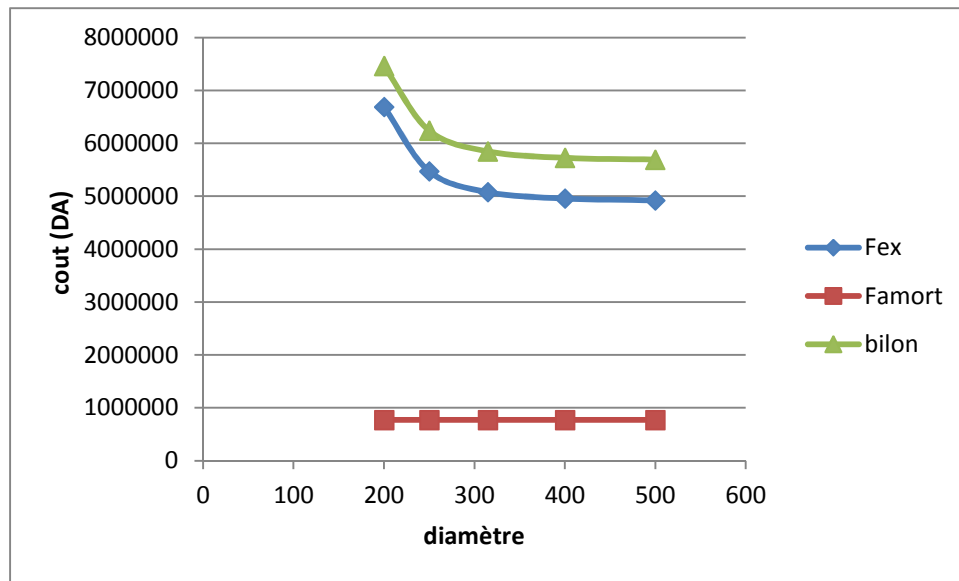


Figure 5.2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP-R1000m³)

En conclusion; selon la combinaison des frais d'amortissements et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : D=250mm avec une vitesse d'écoulement de V=1,79 m/s.

5.5.4 : Calcul des diamètres avantageux du tronçon gravitaire :

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

L'adduction gravitaire commence à partir du réservoir tampon de cote terrain naturel 1085,06m vers le réservoir de 1000m³.

Le calcul se fait avec la formule Darcy-Weisbakh

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de frottement

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,1 * L_g$$

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau 5.9.

Tableau 5.9: Coefficients K' , m et β pour différents types de tuyau :

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \quad \text{Ainsi:} \quad Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (5-15)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m)

Dans notre cas d'étude nous avons des cotes de trop plein des réservoirs connues (imposées),

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :

$$Q = 6310,81 \text{ m}^3/\text{j} = 881/\text{s. (sur } 20^{\text{h}}).$$

$$L = 690,33\text{m.}$$

$$C_{\text{tpR1000m}^3} = 1029\text{m}$$

$$C_{\text{tpRT}} = 1079,06\text{m}$$

$$\Delta H_d = 55,06\text{m}$$

Tableau 5-10 calcul des diamètres pour le tronçon RT-R1000m³

tronçon	CR _{RT}	C _{tpR1000m³}	Débit (l/s)	Lg (m)	Leq (m)	ΔHd (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Matériaux
RT-R1000m ³	1084,06	1029	0,088	690,33	759,36	55,06	0,149	5,04	PEHD

- Pour la normalisation de diamètre, le tableau suivant nous illustrent les résultats obtenus.

Tableau 5.11: Calcul des diamètres normalisés pour le tronçon RT-R1000m³

tronçon	Débit (l/s)	Lg (m)	Leq (m)	ΔH_d (m)	DN (mm)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{calculé}$ (m)	Cp (m)	Ct (m)	H (m)
RT-R1	0,088	690,33	759,36	55,06	250	1,79	4,62	1079,44	1026	53,44

- On distingue que la charge au point d'arrivé R1000m³ est élevée de 53,44 m par rapport à la cote du trop-plein du réservoir qui est de 1029 m en utilisant le DN 250 mm, de vitesse 1,79 m/s. Si on garde la charge H à la sortie de la conduite RT-R1 nulle on doit proposer des diamètres différents, de longueurs qui conviennent à ces différentes, à calculer. Pour le DN 200 mm la vitesse sera égale à 2,80 m/s qui est hors l'intervalle (inadmissible), pour cela on propose un réducteur de pression de 5 bars à la rentrée du réservoir.

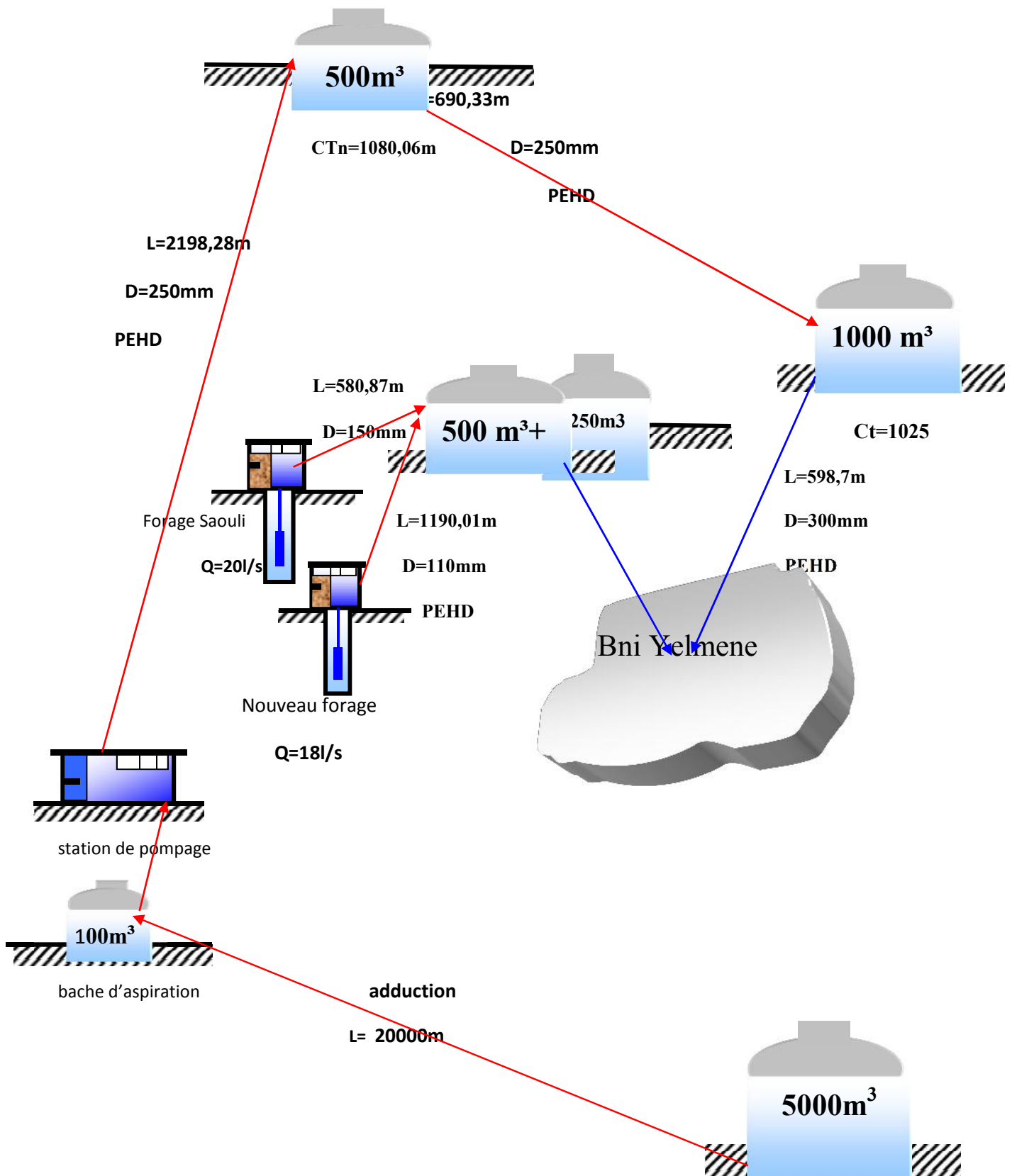


Figure 5.3 : Schéma synoptique projeté de L'AEP de la ville de Bni Yelmene

5-6 Etude de pompage :[6]

L'étude de pompage nous permet de choisir la pompe idéale pour notre système d'adduction afin d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique demandée, à savoir la station de reprise de Bni Yelmane et le groupe électropompe immergé du forage.

5.6.1-Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement ou bien le site où la station de reprise, on le garde le même afin de ne pas augmenter le coût du génie civil par projection d'un nouvel bâtiment de la station, aussi vu que la bache d'eau d'aspiration se situe juste au-dessous de la station existante.

5.6.2-Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**.

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

5.6.3-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 ;
- Nombre d'étage minimal ;

- Puissance absorbée minimale.

Tableau 5.12 : Choix du nombre et du type de pompe.

n	Q appelé (L/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Poids (Kg)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	88	170,69	PM 150/6A	79,7	1450	2340	170	3,08	150
2	44	170,69	PM100/10A	75,5	2950	715	75	1,93	100
3	29,33	170,69	HVU50/4A+50	72,3	2900	265	87,2	2,56	50

A partir du tableau ci-dessus, on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, vitesse de rotation et puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque :

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/10A.CAPRARI**.

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure 5.4:

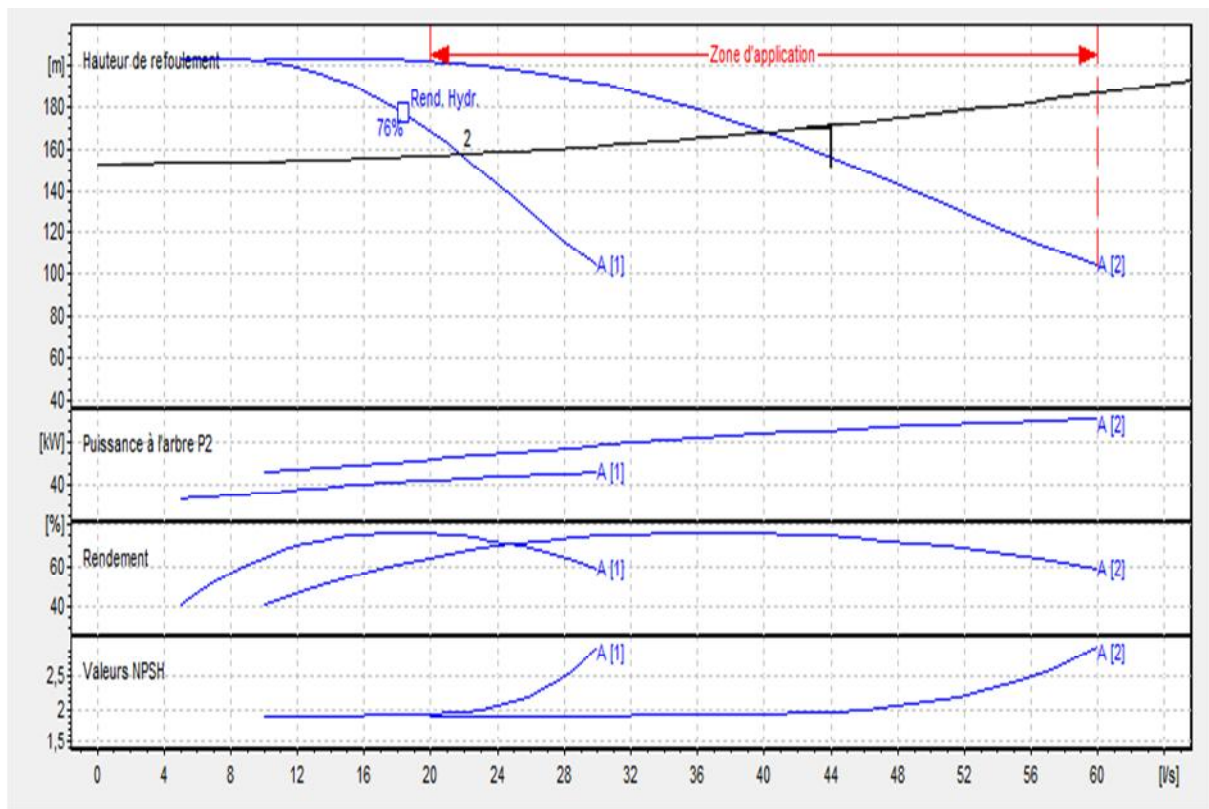


Figure 5.04 : Les courbes caractéristiques de la pompe.

5.6.4-Détermination de la courbe caractéristique de la conduite :

Pour la détermination nous devons faire des calculs dont les résultats sont dans le tableau(5.13) suivant:

Tableau 5.13 courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

n	Q(l/s)	2Q(l/s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	λ	$\Delta H(m)$	$\Delta H_t(m)$	Hc (m)
1	0	0	153,09	2198,28	250	0,0111	0	0	153,09
2	10	20	153,09	2198,28	250	0,0111	0,826	0,91	154
3	15	30	153,09	2198,28	250	0,0111	1,85	2,04	155,13
4	25	50	153,09	2198,28	250	0,0111	5,16	5,67	158,76
5	40	80	153,09	2198,28	250	0,0111	13,21	14,53	167,62
6	60	120	153,09	2198,28	250	0,0111	29,72	32,70	185,79
7	88	176	153,09	2198,28	250	0,0111	63,95	70,34	223,43

5.6.5-Réglage de la pompe :

Nous avons obtenu une pompe qui nous donne un débit d'apport Q_a qui est égal au débit de demandé Q_d donc on n'a pas besoin de réglage.

5.7-Dimensionnement des équipements de la pompe:

5.7.1-Choix de nombre de collecteur d'aspiration et leur dimensionnement :

Le nombre de collecteurs d'aspiration est égal au nombre des pompes.

I_{asp} =pente de collecteur d'aspiration >5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

$$D_a = (1,2-1,5)d_a$$

D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration.

d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration de la pompe.

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

$d=0,3$ pour $D_a \leq 500$ mm.

$d=1$ m pour $D_a > 500$ mm.

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

L_{tr} : Longueur du tronçons $2D_a$

Nous avons $d_a=125$ mm déduit du schéma de la pompe.

De : Diamètre de tulipe d'aspiration.

De=(1,2-1,5)Da, ce qui nous donne De=280mm.

D: Espacement entre les deux tulipes.

D= (1.5-2) De =0.42 mm.

Da=188 mm. Lc=0,22m. d=0,3m. Ltr=0,35m.

5.7.2-Choix du nombre de collecteur de refoulement et leur dimensionnement:

Pour le nombre des collecteurs nous avons un seul collecteur dont le diamètre est économique.

Ltr 2 Dr =2.(0,250)=0,5m

Ld : Longueur du divergent =(3,5-4)(Dr-dr).

dr : Diamètre de la tubulure de refoulement = 100mm.

Ltr=0,5m. Ld=0,53m. Dr=250 mm.

5.7.3Etude de cavitation:

Pour que la pompe ne Cavite pas elle doit être placée sur une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pression Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSH_d disponible (NPSH_d>NPSH_r).

Nous avons supposé que notre station de pompage fonctionne en charge donc:

$$(\text{NPSH})_d = \frac{F_{at}}{\omega} - \frac{F_v}{\omega} - (-h_{a^{ad}} + h_{f_{asp}} + \frac{v^2}{2g}) = (\text{NPSH})_r + 0,3 \dots \dots \dots (5.16)$$

Ce qui nous donne une hauteur admissible comme suit :

$$h_{a^{ad}} = (\text{NPSH})_r + 0,3 - \frac{F_{at}}{\omega} + \frac{F_v}{\omega} + h_{f_{asp}} + \frac{v^2}{2g}$$

Nous avons ces données :

(NPSH)_r=1,93m

$\frac{F_{at}}{\omega}$: dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage tiré du tableau (5.14).

$\frac{F_v}{\omega}$: dépend de la température du liquide pompé tiré du tableau (5.15).

Tableau 5.14 : Pression atmosphérique en fonction de la cote.

H(m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{F_{at}}{\varpi}$ (m)	10,86	10,33	10,2	10,06	9,7	8,6	8,4

Tableau 5.15 : Tension de vapeur en fonction de la température.

T(C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{F_v}{\varpi}$ (m)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Nous tirons les valeurs requises suivantes :

-La cote de la station de pompage est à 930,97 m alors $\frac{F_{at}}{\varpi}=9,7$ m.

-la température ambiante est considéré égale à 20C° donc $\frac{F_v}{\varpi}$ (m)=0,24m.

$$h_{r_{asp}} = 0,03 \text{ m.}$$

$V_{asp}=1.4 \text{ m/s} < 1.5 \text{ m/s}$ c'est une vitesse admissible.

Alors : $h_a^{ad}=1,93+0.3-9,7+0,24+0,03+0,1=-7,1$ m

Donc nous remarquons que nous avons une installation en charge .

❖ Le niveau minimum du plan d'eau:

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

avec: C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (1088,06m) .

h : hauteur d'eau dans le réservoir (4 m) .

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (0,6m).

$$\nabla_{\min} = 1088,06-4+0,6=1084,66\text{m}$$

5.5.1.5-Le moteur électrique:

Les caractéristiques de notre moteur électrique sont comme suit:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 4

- Puissance nominale P2 55 KW
- Type de moteur 3~

5.7.4- Dimensionnement du bâtiment:

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous devons prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage.

a-La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m.}$

$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm}$ en prend $h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm.}$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 770 mm.

nous obtenons:

$$h_5 = 0,770 + 0,5 + 0,6 = 1,87 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $h_6 = 2,2 \text{ m.}$

h_7 : Hauteur de chariot, $h_7 = 0,3 \text{ m.}$

h_8 : Hauteur profilée, $h_8 = 0,8 \text{ m.}$

h_9 : Hauteur de sécurité, $h_9 = 0,5 \text{ m.}$

Donc : $H_b = 1,87 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,67 \text{ m}$ $H_b = 6 \text{ m.}$

b-Dimensions du bâtiment:

❖ Salle des pompes:

-Largeur de la salle des pompes ($L_{\text{salle des pompes}}$):

$$L_{\text{salle des pompes}} = 11 + 12 + 13 + 2s.$$

s : Epaisseur du mur qui est égale à 50 cm.

11 : Distance entre les deux murs et les premiers organes.

12 : Distance entre les tubulure $12 > (15-20) \text{ cm.}$

l3:Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement.

$$l=0,3+0,2+3,14+2\times 0,5 .$$

$$L_{salle\ des\ pompes} =4,64\ m .$$

-Longueur:

elle est donnée en fonction du paramètre suivant:

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf}$$

avec :

n : nombre de pompe, n= 3 tenant compte de la pompe de secours.

L: longueur de la pompe et celle du moteur.

L_{int}: distance entre deux pompes voisines, L_{int}= (0,8-1,2) m nous prenons 1 m.

L_{pf}: longueur de la plate-forme de montage, L_{pf}=3m.

$$L_b = 3 \times 2,321 + 4 = 10,96\text{m}.$$

$$L_b = 10,96\ m .$$

❖ Les locaux techniques:

-Largeur:

L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans la pièce avoisinante.

$$l = l_{armoire} + l_{groupe} + 2s$$

$$l = 2,5 + 4 \times 0,71 + 1 = 6,34\text{m}$$

$$\text{La largeur totale (l)} = 4,64 + 6,34 = 10,98\text{m}$$

$$l = 12\ m.$$

c-Dimensionnement des marches d'escaliers :

Hauteur : 17 cm. Largeur : 30 cm. Pente : 1/1,75.

d-Dimensions des portes :

Porte principale : 3,2 × 3,2 m². Porte secondaire : 2,2 × 2,2 m².

e-Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. Nous prenons 10%.

$$S \text{ (fenêtres)} = 0,10 \times 21 \times 12 \text{ donc : } S \text{ (fenêtres)} = 25,2 \text{ m}^2.$$

Le nombre de fenêtres : $N \text{ (fenêtres)} = \Sigma S \text{ (fenêtres)} / (2 \times 1,4) = 5,36$ donc 06 fenêtres.

5.7.5 La capacité de la bache de reprise de la station de pompage de stockage :

Pour les stations de pompage nous avons des baches de reprise sur laquelle les pompes aspirent le débit à véhiculer. Leur dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, qui est généralement, estimé à 15 min.

$$\text{Donc : } V \text{ bache} = \frac{Q_{\max j} \times t}{T}$$

$Q_{\max j}$: Débit maximal journalier total véhiculé vers la bache de reprise, dans notre cas il est égal à 88 l/s.

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

T : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas $T = 20$ h.

Ce qui va nous donner un volume de

$$V \text{ bache} = \frac{76032 \times 0,25}{20} = 95,04 \text{ m}^3$$

Nous disposons d'une bache qui a un volume de 100 m^3 .

Tableau 5.16 : Caractéristique du groupe électropompe immergé du forage

n	Q appelé (L/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Poids (Kg)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre de cellules
1	18	85,42	E8S50/7A + MCH630	75,3	2900	192	21,2	3,17	7
2	9	85,42	E6x40-6/10 + MC67	73,8	2900	58,5	10,1	1,97	10
3	6	85,42	E6x30-4/10+ MCH44	71,7	2900	28	7,3	1,99	10

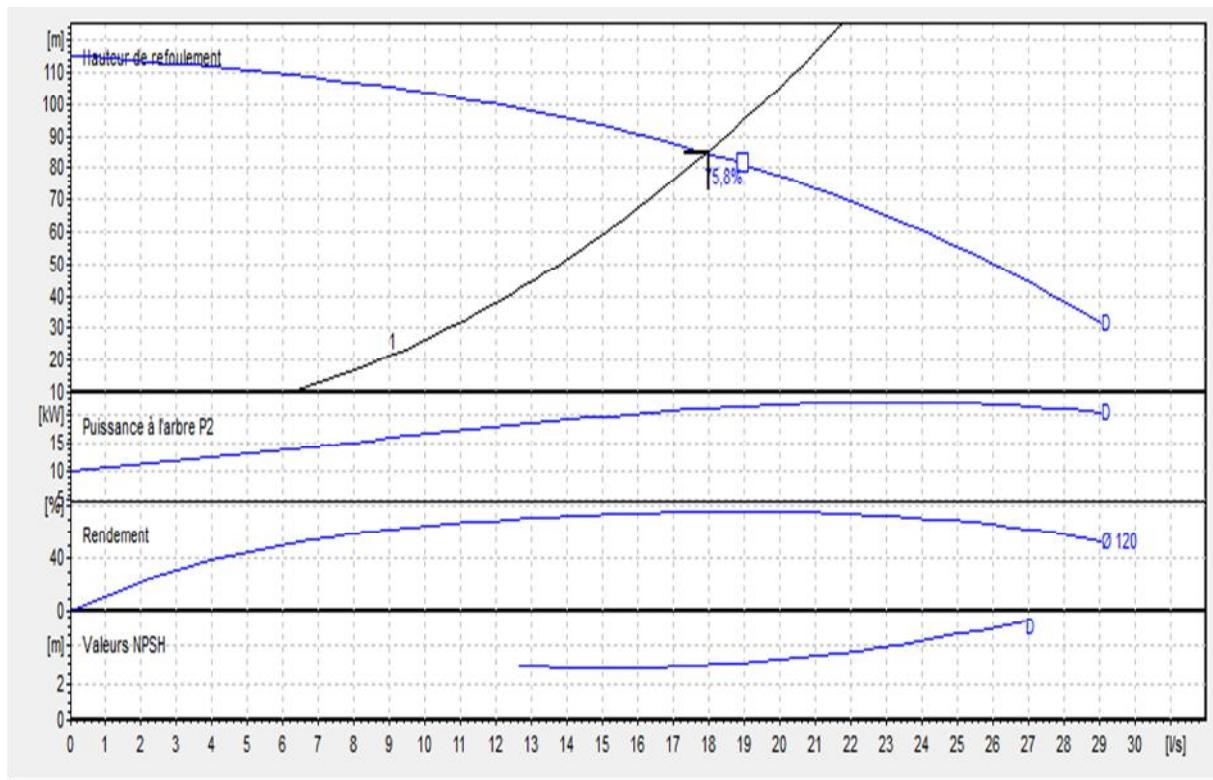


Figure 5.05 : Les courbes caractéristiques de la pompe.

5.8 Conclusion:

Dans ce chapitre nous sommes arrivés à dimensionner de manière économique nos adductions qui transporteront le débit nécessaires à l'alimentation en eau potable de notre région, ainsi que les pompes qui pourrons satisfaire ce transport avec sans problème en principe pour le fonctionnement.

6.1 Introduction :

Le but de l'élaboration de ce chapitre est celui de bien protéger nos adductions contre le phénomène transitoire connu sous l'appellation du coup de bélier. Pour cela nous devons dimensionner des réservoirs d'air qui pourront lutter contre ce dernier. Par la suite, nous procédons à la pose de canalisation qui doit être adéquate à la nature de notre terrain.

6.2 Causes du coup de bélier dans les adductions :

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

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou lors de démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

6.3 Estimation théorique de la célérité de propagation des ondes dans les conduites :

Cette célérité dépend du comportement mécanique (élasticité, viscosité, plasticité) de la conduite. Il est estimé que la variation maximale de pression lors d'un coup de bélier est égale à $\pm \frac{CV_0}{g}$: Qui est la variation du fluide au lieu et au moment de la manœuvre. Cette variation de pression est proportionnelle à la célérité dont la connaissance est fondamentale.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de la célérité de l'onde du coup de bélier dans les conduites sous pression . Cependant la majorité de ces formules sont développées avec l'hypothèse d'une conduite à paroi simple non soumise à la pression externe. Dans tous les cas, pour le calcul de la célérité d'onde dans les conduites libres et enterrées .Pour nos calculs nous utilisons la formule (8.01) habituelle suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \dots\dots\dots(6.01).$$

Avec :

- C : Célérité de l'onde.
- ρ : La masse volumique de l'eau. Elle est égale à 1000kg/m^3 .
- D : Diamètre de la conduite (m).
- E : Module de YOUNG de la conduite. PEHD: $1,2 \cdot 10^9$ Pascale.
- e : Épaisseur de la conduite (m) .
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau : $K=2,16 \cdot 10^9$ pa

Cette célérité sera majorée de 34 % tenant compte du fait que la conduite est enterrée.

6.4 Calcul du volume du réservoir d'air : [3]

Les réservoirs anti béliers ont pour rôles de :

- Atténuer la surpression et la dépression pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimenter la veine liquide âpre l'arrêt de la pompe.

6.4.1-Méthode de calcul du réservoir d'air :

Dans les conduites enterrées et non enterrées nous trouvons deux méthodes pour le calcul :

1-méthode de Vibert.

2-Méthode de Bergeron.

Pour notre cas nous utilisons la méthode de Vibert pour le calcul car nous nous intéressons au cas extrême de l'effet de l'onde sur notre adduction.

6.4.2- protection de la conduite en refoulement contre le coup de bélier :

En faisant abstraction des pertes de charge dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, c'est à dire en négligeant l'élasticité de la conduite et de la compressibilité de l'eau, nous arrivons à un calcul simplifié. Vibert arrive à une expression qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous

un régime de marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 .

Avec :

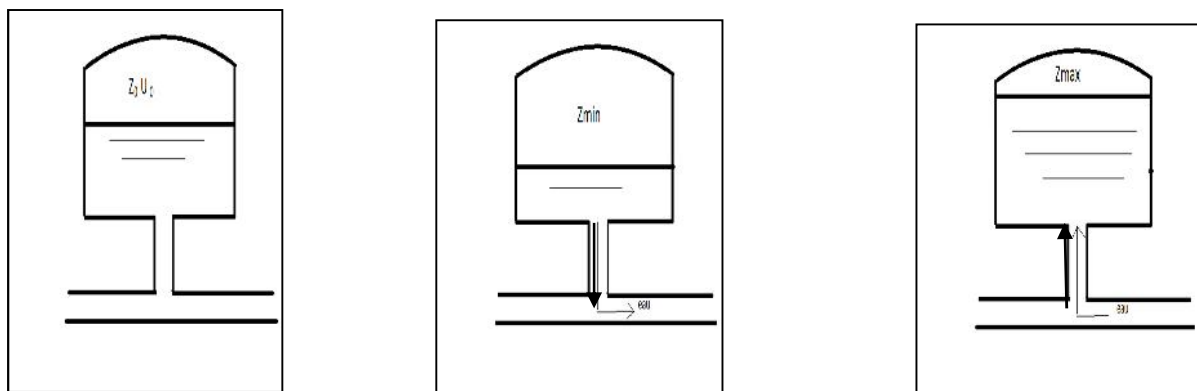
Z_0 : La pression absolue en (m.c.e) pratiquement égale à $Z_0 = H_g + 10$, en négligeant la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite.

dont : H_g : étant la hauteur géométrique entre les plans d'eau en m.

U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent.

À la fin de la dépression première phase du phénomène, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc la plus faible ; soit Z_{min} qui est une pression absolue.

A la fin de la surpression deuxième phase , l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera Z_{max} . Comme nous pouvons le voir à la figure (6.01).



Marche normale.

Fin de la dépression.

Fin de la surpression.

Figure 6.01: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

l'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gz_0} \frac{LS}{f(\frac{z}{z_0})} \dots \dots \dots (6.02).$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m).

S : La section de la conduite (m²).

V_0 : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement .

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z}{Z_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{Z}{Z_{\min}}\right)$$

L'expression donnant U_0 a fait l'objet d'un abaque représenté dans l'annexe n°05 , dont la valeur est tirée de cette forme :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \cdot \frac{1}{Z_0} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Nous posons : $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$ donc nous obtenons $U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$ et

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

nous avons les valeurs maximales de la surpression et de la depression qui sont données par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g}$$

- La surpression: $H_s = H_g + \Delta H$
- La dépression : $H_d = H_g - \Delta H$

les resultats de calcul sont représentés dans le tableau (6.01) suivant.

Tableau 6.01 : Résultats de calcul .

adduction	V (m/s)	C m/s	ΔH (m)	Hs (m)	Hd (m)	Z_0 (m)	h_0 (m)
SP- RT	1,79	468,59	30,76	183,85	122,33	163,09	0,163
F-R2	1,89	406,81	39,84	97,22	17,54	67,38	0,182
adduction	h_0/Z_0 10^{-4}	Z_{\max} (m)	Z_{\max}/Z_0 10^{-2}	U_0/LS 10^{-2}	Z_{\min}/Z_0		

SP- RT	9,99	189,67	1,163	8	0,865
F-R2	2,7	90,22	1,339	7,5	0,762

Nous obtenons les volumes des reservoirs qui sont représentés dans le tableau (6.02) suivant:

Tableau 6.02: Les volumes des differents reservoirs d'air .

Adduction	L	S	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)	Capacité prise en litre
SP- RT	2198,28	0,049	8,62	9,96	10000
Forage F-R2	1190,01	0,0095	0,085	0,111	200

La capacité prise est tirée de l'annexe n°(06).

6.4.3-Protection anti bélier de la conduite gravitaire entre le réservoir tasmpon et le réservoir de volume 1000 m³:

Comme pour les conduites en refoulement , les conduites gravitaires sont menacées par l'effet néfaste du coup de bélier et la surpression qui est due au chocs des particules liquides à la paroi du robinet vanne.

Nous allons calculer la célérité d'onde pour l'adduction qui transporte l'eau aux réservoir 1000 m³ et cela en utilisant la formule (8.01) .

le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule (8.03) suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \dots\dots\dots (6.03).$$

avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L: longueur de la conduite gravitaire (m).

$$\text{Pour notre cas : } t_r = \frac{2 \times 69033}{13795} = 10,00 \text{ s}$$

Nous calculons les valeurs de surpression pour différents temps en utilisant la loi de manœuvre pour la fermeture de la vanne. Ayant déterminé la valeur de la célérité C nous appliquons l'équation (8.04) suivante :

$$\frac{H}{h_0} = \frac{cv_0}{gh_0} \frac{v}{v_0} \dots\dots\dots(6.04).$$

Avec :

$\frac{H}{h_0}$: le coup de bélier adimensionnel.

$\frac{v}{v_0}$: l'écart de la vitesse .

h_0 : la charge statique qui est égale à : $h_0 = C_{trp} - C_{tR1} = 53,44\text{m}$.

C_{t1} : la cote de terrain au réservoir R1 (au droit de la vanne) .

C_{trp} : la cote de trop plein du reservoir tempo.

$$\frac{H}{h_0} = \frac{13795179}{981.5344} \frac{v}{v_0} = 0,471 \frac{v}{v_0}$$

la fraction de l'air de section laissée ouverte par la vanne : A_v / A_{v0} est une fraction du temps , nous admettons que la fermeture continue peut être considérée comme une série de fermetures partielles brusques .

$$\frac{v - v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \cdot \sqrt{\frac{H + -H}{h_0}} \dots\dots\dots(6.05).$$

A_v : la section du robinet vanne pour $t=t_v$ et A_{v0} : la section du robinet vanne pour $t=t_0$.

L'application des équations (6.04) et (6.05) nous permettent d'obtenir les valeurs représentées dans le tableau (6.03) .

Tableau 6.03 : Calcul des paramètres adimensionnels du coup de bélier .

T (secondes)	t/t_c	A_v/A_{v0}	$\Delta v/v_0$	$\Delta H/h_0$	v/v_0	H/h_0	P (bar)
0	0	1	0	0	1	1	4,4
2	0,2	0,85	0,1175	0,0849	0,8825	1,0849	4,7736
4	0,4	0,6	0,2639	0,179	0,6186	1,2639	5,5612
6	0,6	0,35	0,4523	0,3067	0,1663	1,5706	6,9106
8	0,8	0,1	0,0397	0,0269	0,1266	1,5975	7,029
10	1	0	0,1266	0,085	0	1,6833	7,4065
12	1,2	0	0	-0,1698	0	1,5135	6,6594
14	1,4	0	0	-0,358	0	1,1555	5,0842
16	1,6	0	0	-0,6134	0	0,5421	2,3852
18	1,8	0	0	-0,0538	0	0,4883	2,145
20	2	0	0	-0,1716	0	0,3167	1,3935

La fonction $A_v/A_{v0} = f(t)$ représente la loi de manœuvre, donc pour que la charge en cas de coup de bélier ne dépasse pas 74.065 m , la loi de manœuvre doit avoir la forme suivante :

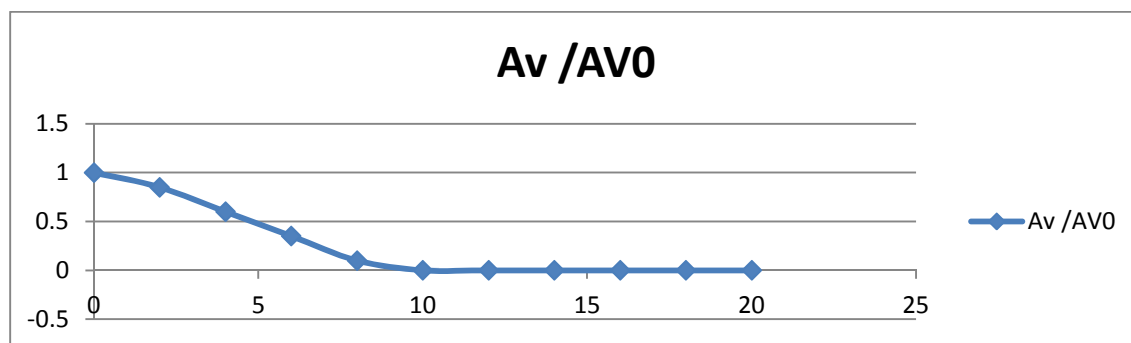


Figure 6.02: Graphe de la loi de manœuvre de la vanne.

❖ *Interpretation :*

Ce que nous remarquons c'est que la vanne achève son mouvement de fermeture à l'instant $t = t_c = 10$ seconde . L'accroissement $\Delta h/h_0$ correspond à cette dernière étape de fermeture jusqu'à ce que la vitesse se réduise à zéro.

Pour $t / t_c = 1,2$, l'onde de pression engendrée à l'instant $t / t_c = 0,2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique.

les ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique à partir d'une surpression maximale qui est égale à 74,065 m .

6.5-Conclusion :

Dans ce chapitre , nous avons dimensionner notre adduction et cela en la protégeant contre le phénomène du coup de bélier qui peut engendrer de veritables problemes .

Nous avons effectué le calcul pour les deux cas d'adduction : cas de refoulement et en cas gravitaire ; l'un ce repose sur la determination du volume du réservoir d'air et l'autre sur le temps de fermeture du robinet vanne .

7.1 Introduction

Les canalisations destinées au transport de l'eau sous pression se composent de tuyaux droits cylindriques et d'éléments de raccordement appelés pièces spéciales (coudes, brides, réductions).

Les principaux matériaux utilisés pour la fabrication des tuyaux sont : la fonte et la fonte ductile, l'acier, les matières plastiques, le béton armé ou non armé et le béton précontraint.

7.2. Pose de la canalisation : [3]

7.2.1- Principe de la pose de canalisation :

Dans la plus part des agglomérations les conduites sont posées en terre sous trottoirs, afin d'éviter les trépidations dues à la circulation des véhicules. Le principe de pose est pratiquement le même, mais le mode de pose diffère, et cela suivant la nature du terrain de manière à diminuer l'effet des contraintes qui agissent sur la canalisation. Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière ou sur des ouvrages d'art. Une conduite est toujours posée avec une légère pente (0.003-0.006), afin de créer des points bas pour la vidange, et des points haut pour l'évacuation de l'air entrainé soit dans le cas de remplissage de la conduite ou lors de sa vidange.

Pour cela nous adoptons ce tracé qui est en dents de scie avec de faibles pentes et nous procédons à des changements de pente tous les (200 à 400m).

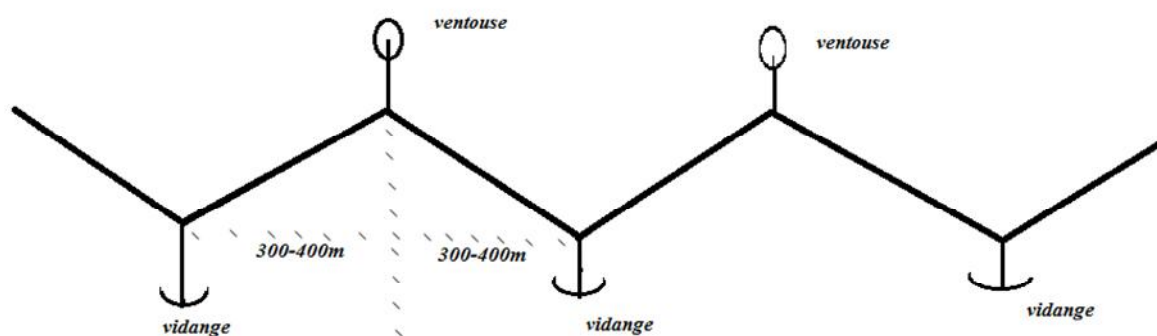


Figure 7.01: Schéma favorable de pose de canalisation.

-Si la voie routière n'est pas importante une conduite unique dessert les abonnés situés de chaque côté. Les branchements des immeubles présentent donc des longueurs nettement différentes.

- Dans le cas d'une rue importante une canalisation est posée sous chaque trottoir et les branchements sont relativement court et ne traversent pas la chaussée.

En vue de la pose correcte en terre des canalisations d'eau en fonction de la présence éventuelle de canalisations d'autres natures pouvant être rencontrés dans le sous-sol d'une agglomération.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose comme suit :

- de tout élément dur de 10cm.
- des câbles électriques de 30 cm.
- des conduites de gaz de 60cm.

7.2.2-Pose de canalisation dans un terrain ordinaire:

La pose se fait en tranché de largeur minimum de 60 cm pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodément et une profondeur de manière à avoir le lit de pose.

- La tranchée doit être profonde de 0.8 m minimum pour éviter les déformations des tuyaux lors de passage de charges roulantes et aussi pour éviter dans certaines régions les dégâts causés par le gel.
- Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm bien nivelé pour que les conduites reposent sur toute la longueur sans contact avec des objets tranchants.

Avant la descente en fouille nous devons trier les conduites de manière à isoler celles qui ont subi des chocs ou fissurations. Nous les descendons lentement au palan ou à la grue dans le fond de fouille, pour faciliter le nivellement, elles sont calées sur bois puis nous exécutons les joints.

Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres les joints sont exécutés au-dessus de la fouille où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

Nous procédons à l'essai de pression des conduites et des joints avant remblaiement. L'essai consiste au remplissage avec l'eau de la conduite .Il est recommandé de limiter les essais à des tronçons de longueur unitaire 500 m maximum quand la conduite est au fond de la fouille, elle est calée par des cavaliers en terre disposés au-dessus d'elle et entre les joints.

-La pression d'épreuve est égale à 1.5 fois la pression de service.

-Le remplissage s'effectue par la partie basse de la canalisation pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où nous aurons disposés une ventouse .

-L'épreuve doit durée 30 mn et la variation de pression ne doit pas excéder 0,2 bars.

-Le remblaiement doit être fait par des couches de 20à 30 cm.

-Après la détermination du réseau nous devons positionner la robinetterie et les accessoires.

Nous ajoutons un grillage de manière à éviter l'accident lors des travaux de terrassements.

La figure (6.04) suivante montre la pose pour un remblaiement de 0,84 m en terre et distance de 0,28 m entre les cotés .

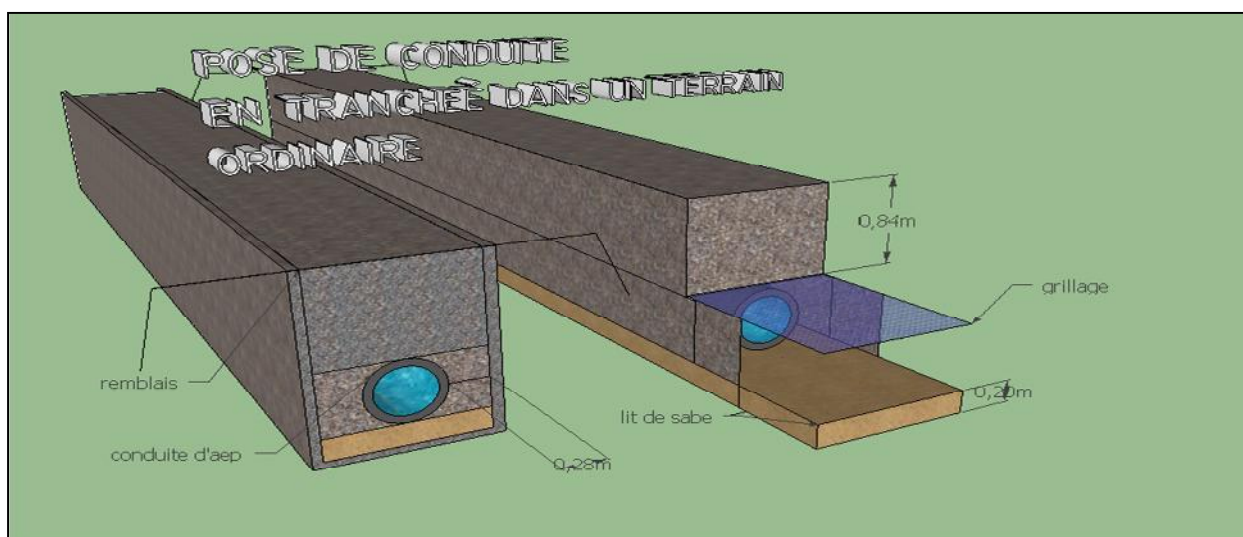


Figure 7.02: Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.

7.2.3-Pose de canalisation en galerie:

Dans le cas où nous avons des obstacles la canalisation doit être placée en galerie. Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie pour être déversé dans l'égout voisin. Les petits diamètres peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux cotés de la route, comme le montre la figure (6.05).

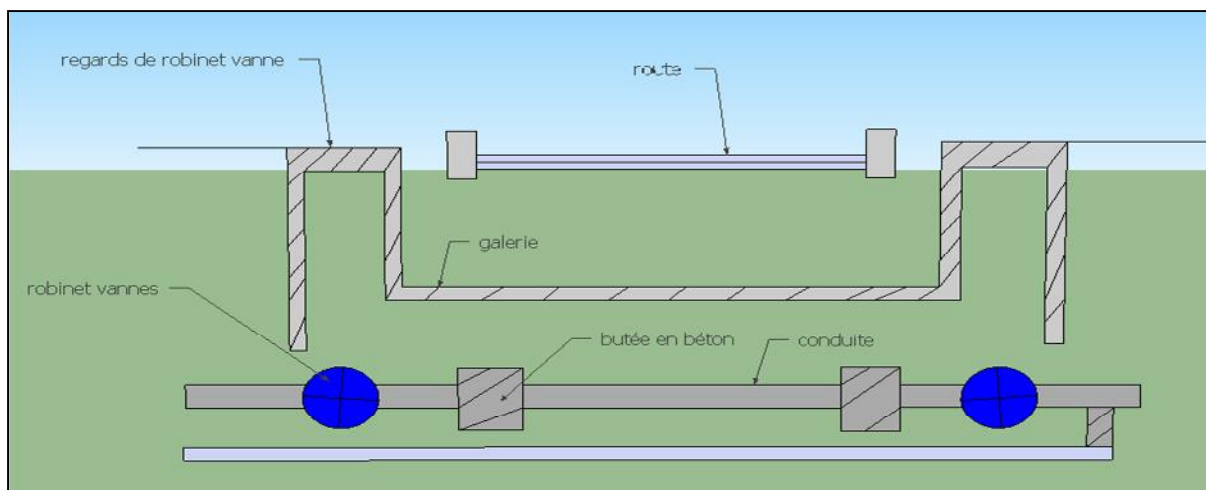


Figure 7.03 : Pose de canalisation en galerie.

7.2.4-Traversé d'un oued:

La pose de canalisation à la traversée d'un oued tient compte de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont sert de support pour la canalisation où elle sera accrochée au tablier. Dans le cas de l'inexistence d'un pont, la canalisation sera posée sur des tasseaux et couverte de manière à éviter les chocs.

Les tronçons immergés doivent être dimensionnés de manière à éviter leur soulèvement par l'eau en la maintenant au fond.

-dans le cas de traversée par le fond , nous optons pour des canalisations en acier et en polyéthylène . Les joints type soudés sont maintenus par des butées de béton le revêtement des conduites en acier est fait à base d'anti rouille.

Les soudures sont faites en terre et les canalisations sont descendues lentement par flottaison jusqu'au fond de l'oued.

Dans le cas où la canalisation est posé sur tasseaux ou galerie, l'encrage de la conduite doit avoir lieu, mais si la canalisation est sous remblais l'encrage peut ne pas avoir lieu.

Les joints utilisés sont en fonction du type de conduite nous trouvons :

- les conduites en fonte nous faisons joint type.
- la conduite en aciers joint type soudé.
- les conduite en béton joint auto butant.

Nous allongeons les massifs d'encrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par les joints longitudinaux.

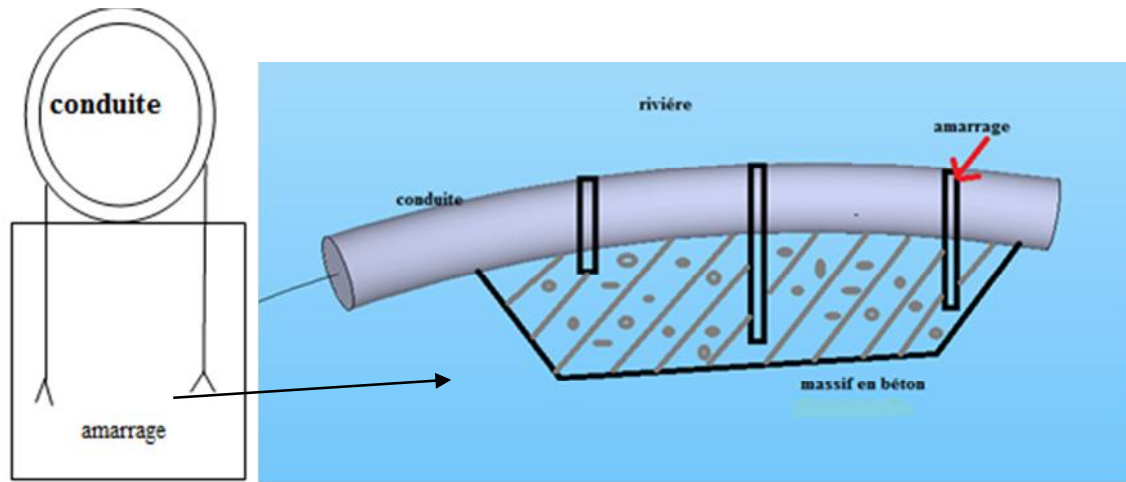


Figure 7.04 : Pose de canalisation en traversée de oued.

7.3 Accessoires du réseau :[1]

7.3.1 Équipement du réseau de distribution

❖ Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PVC et PEHD, les diamètres utilisés varient entre 25mm et 250 mm.

7.3.2 Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour le réseau de distribution sont les suivants :

a. *Vanne de régulation (multifonction)*

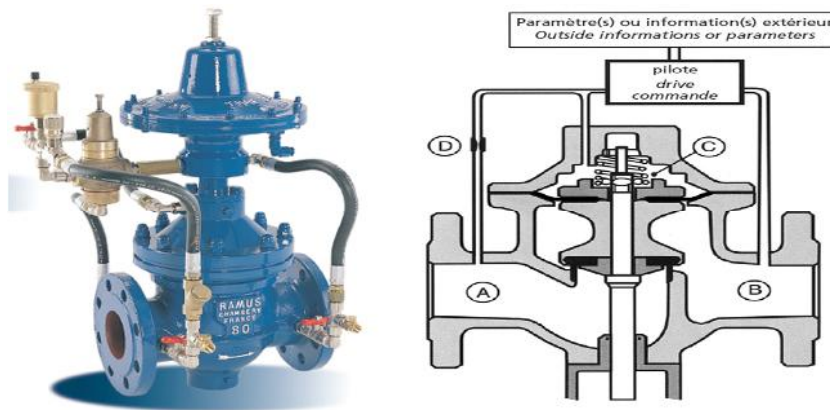


Figure 7.5 : Vanne de régulation

❖ *Principe de fonctionnement*

La Chambre “C” est alimentée par l’amont. Cette alimentation est freinée par un diaphragme “D”.

Les pilotes en régulant l’échappement de la chambre modifient l’ouverture de l’appareil.

A partir du même ensemble de base on peut réaliser plusieurs fonctions, par modification de la partie commande.

❖ *Utilisations les plus courantes*

- Régulateur amont
- Régulateur aval
- Régulateur amont/aval
- Robinet altimétrique
- Robinet altimétrique/régulateur amont
- Régulateur de débit

❖ *Avantages*

- Fonction modifiable sans dépose de l'appareil
- Ne nécessite aucun apport d'énergie extérieure
- Etanchéité parfaite à débit nul

b. Vanne à papillon



Figure 7.6: Vanne à papillon

- Organe de sectionnement et de régulation adapté spécialement au transit de tous fluides courants.
- Etanchéité totale et permanente dans les deux sens d'écoulement, par manœuvre au quart de tour.
- Raccordement adapté à tous les gabarits de brides normalisées.

- Fixation aisée en extrémité de canalisation par brides normalisées pour sectionnement temporaire du circuit.
- Protection du corps et de l'axe de manœuvre grâce à sa bague d'étanchéité assurant l'isolement total avec le fluide transité.
- Construction simple, robuste et éprouvée, garantissant un fonctionnement parfait et durable sans entretien dans de nombreux domaines d'utilisation

c. Vanne à survitesse

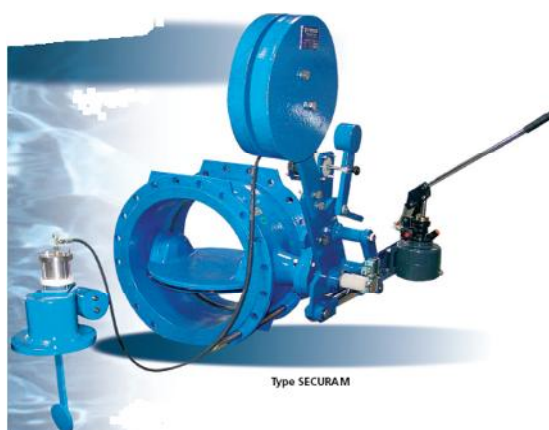


Figure 7.7 : Vanne à survitesse

❖ *Fonction*

Les vannes de survitesse sont destinées à couper le débit dans les canalisations sur lesquelles elles sont installées lorsqu'une rupture se produit à l'aval. L'accroissement de la vitesse du fluide qui en résulte entraîne la fermeture irréversible de la vanne, évitant ainsi les dégâts d'inondation ou la vidange des réservoirs.

❖ *Avantages*

- La fermeture est automatique. Elle s'obtient sans apport d'énergie extérieure. Elle peut être télécommandée.

- La vitesse de fermeture est réglable. La vanne peut être équipée d'un système à 2 vitesses de fermeture.
- Etanchéité maximum.
- Modification possible du seuil de déclenchement en cours d'exploitation.

d. Robinet altimétrique



Figure 7.8: Robinet altimétrique

❖ *Fonction*

- Maintient une hauteur d'eau constante et réglable dans un réservoir.
- L'appareil se ferme lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de remplissage réglé.
- Ouverture complète après que le niveau d'eau soit descendu d'environ 15 centimètres

❖ *Avantages*

- Etanchéité parfaite à la fermeture
- Facilité d'installation et Entretien réduit.
- Dispositif de limitation de débit permettant de relever la ligne piézométrique.
- Simplicité de réglage et de la modification du niveau de remplissage.
- Nettoyage et remplacement des étanchéités sans dépose de l'appareil.

- Précision du niveau de remplissage.

e. Robinet à opercule



Figure7.9: Robinet à opercule

❖ *Fonction :*

Sectionner tout transit d'eau potable et d'eau brut à l'aide d'un couple de manœuvre faible.

❖ *Avantage :*

- Parfaite vanne fermée : compression de l'élastomère de l'opercule.
- Un palier d'étanchéité démontable sous pression assure l'étanchéité vers l'extérieur et interdit l'entrée de corps étrangers.
- Les vis de fixation du corps et du couvercle sont à têtes noyées recouvertes d'une protection plastique.
- Opercule surmoulé élastomère.
- Vis de manœuvre en acier inoxydable.
- Pas d'accumulation de corps étrangers sous l'opercule.

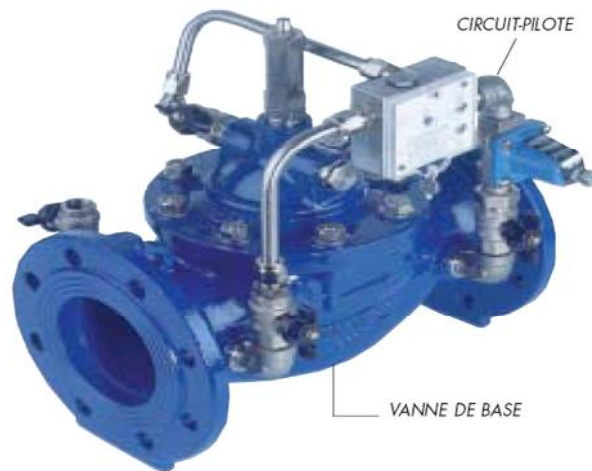
f. Appareil de régulation à membrane

Figure 7.10: Appareil de régulation à membrane

L'appareil de régulation automatique est constitué d'une vanne de base à membrane et d'un circuit-pilote. La vanne de base simple robinet à soupape modifiée, est commandée par une chambre, isolée du corps de la vanne par une membrane, dont les variations de volume actionnent le clapet. Le circuit-pilote comprend un organe de contrôle centralisé multifonctions. Vanne de base et pilotes sont actionnées par l'énergie hydraulique du fluide.

❖ *Principales fonctions :*

- Sectionnement automatique.
- Régulation de pression.
- Limitation de débit.
- Régulation de niveau.
- Fermeture par sur vitesse.

g. Joint de démontage*Figure 7.11: Joint de démontage*

Il se compose de 2 brides extérieures pour la reprise sur la conduite et d'une bride serre-joint assurant l'étanchéité dans toutes les positions intermédiaires.

❖ Fonction

- Le joint de démontage auto-buté est un organe, dont la conception permet d'assurer sous un encombrement minimum un montage réglable ou un démontage aisé en cas de dépose de matériel de canalisation ou de robinetterie.
- Il peut transmettre toute la poussée axiale de la conduite grâce à leur rigidité assurée par les tirants traversant.

Robinet vanne

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).



Figure7.12: Robinet vanne

h. Bouche ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.



Figure7.13: Poteau d'incendie

i. Clapets

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour, leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.



Figure7.14: Clapet anti retour

j. Ventouses

Figure7.15: Venteuse

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation

spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

k. Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

Pièces spéciales de raccordement

1. **Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
2. **Coudes** : utilisés en cas de changement de direction.
3. **Cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.



Figure7.16: Pièces spéciales

Remarque :notre réseau est équipé par ces accessoires.

7.4. Conclusion

Connaitre les différents accessoires d'un système d'alimentation en eau potable et leurs emplacements ; le mode de pose des canalisations au niveau des chantiers, faisant une partie dans la vie professionnel d'un futur ingénieur.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude, nous avons présenté en premier lieu un aperçu général sur le système d'alimentation en eau potable de la ville de Bni Yelmane.

Dans ce cadre nous avons cités quelques problèmes existant au niveau du réseau de distribution, l'adduction et les ouvrages de stockage et l'insuffisance des sources.

Pour lutter contre ces problèmes nous étions dans l'obligation de :

- projeter un nouveau réseau de distribution à l'horizon 2038, dont la simulation nous a obligé à utiliser un logiciel de simulation (Epanet) qui est facile à manipuler et permet d'effectuer la simulation en toute facilité
- redimensionner les adductions qui pourraient transporter le débit vers les réservoirs de stockage utile pour les abonnés.
- chercher un nouveau champ de captage.
- dimensionner la nouvelle station de pompage ainsi que les pompes .

En dernier lieu, nous avons parlé de pose de canalisation et accessoires. Connaitre les différents accessoires d'un système d'alimentation en eau potable et leurs emplacements , le mode de pose des canalisations au niveau des chantiers, faisant une partie dans la vie professionnel d'un futur ingénieur.

Bibliographie

- [1] **Bahlous El Ouafi Souha** , hydraulique cours et exercices »,centre de publication universitaire 2002 (Tunis).
- [2] **BONNIN JACQUES** ,Hydraulique urbaine », édition Eyrolles, 1986 (Paris).98p
- [3] **DUPONT ANDRE** ,Hydraulique urbaine», Tome II,1981, édition Eyrolles (Paris).329p.363p.
- [4] **B.SALAH** , Polycopie Cours d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1993,11p.42p.
- [5] **ABRAMOV** , **AEP 1982** voir annexe 04 .
- [6] **Said Hadj Dihia** : Mémoire de fin d'étude d'AEP ; Diagnostic et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ouled Slama (W. BLIDA). ENSH 2013.

ANNEXE N°1: β_{\max} En Fonction du nombre d'habitants.

population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

ANNEXE N°2: β_{\min} En Fonction du nombre d'habitants.

population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

ANNEXE N°3: Répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitants.

HEURES	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001à50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100	100	100	100	100

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

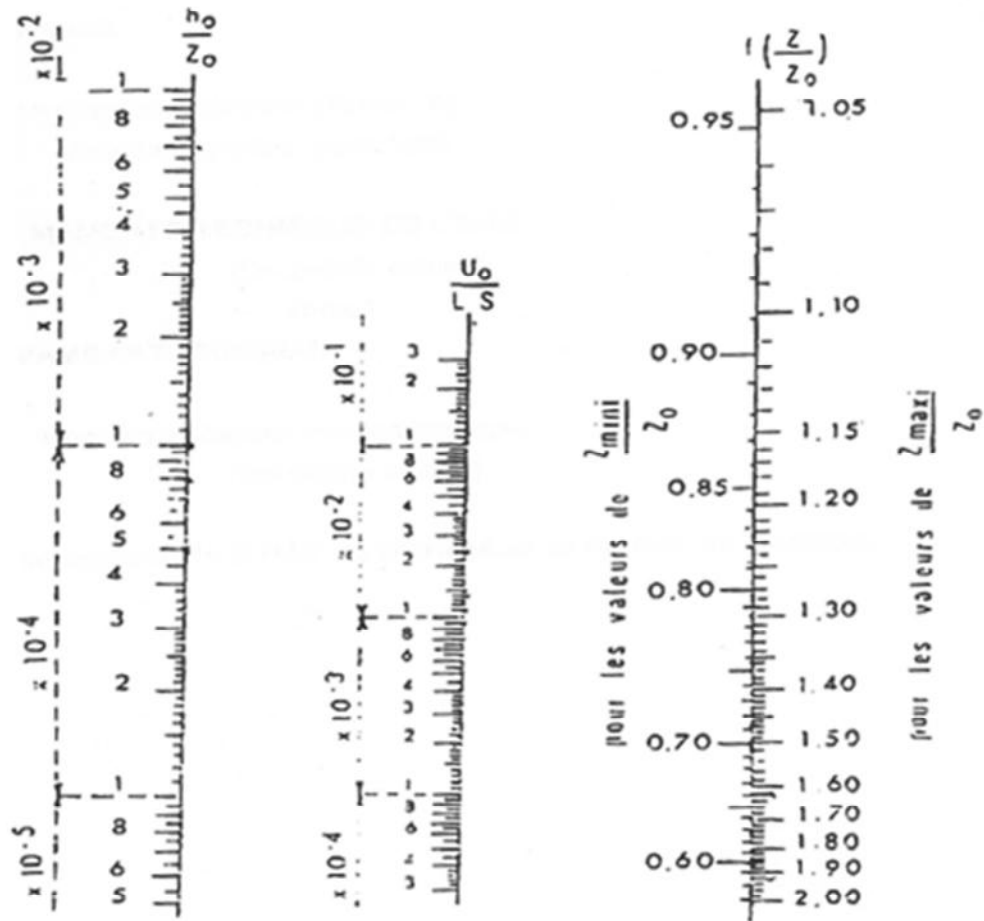
ANNEXE N°4: Table d'ABRAMOV

(Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge)

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53

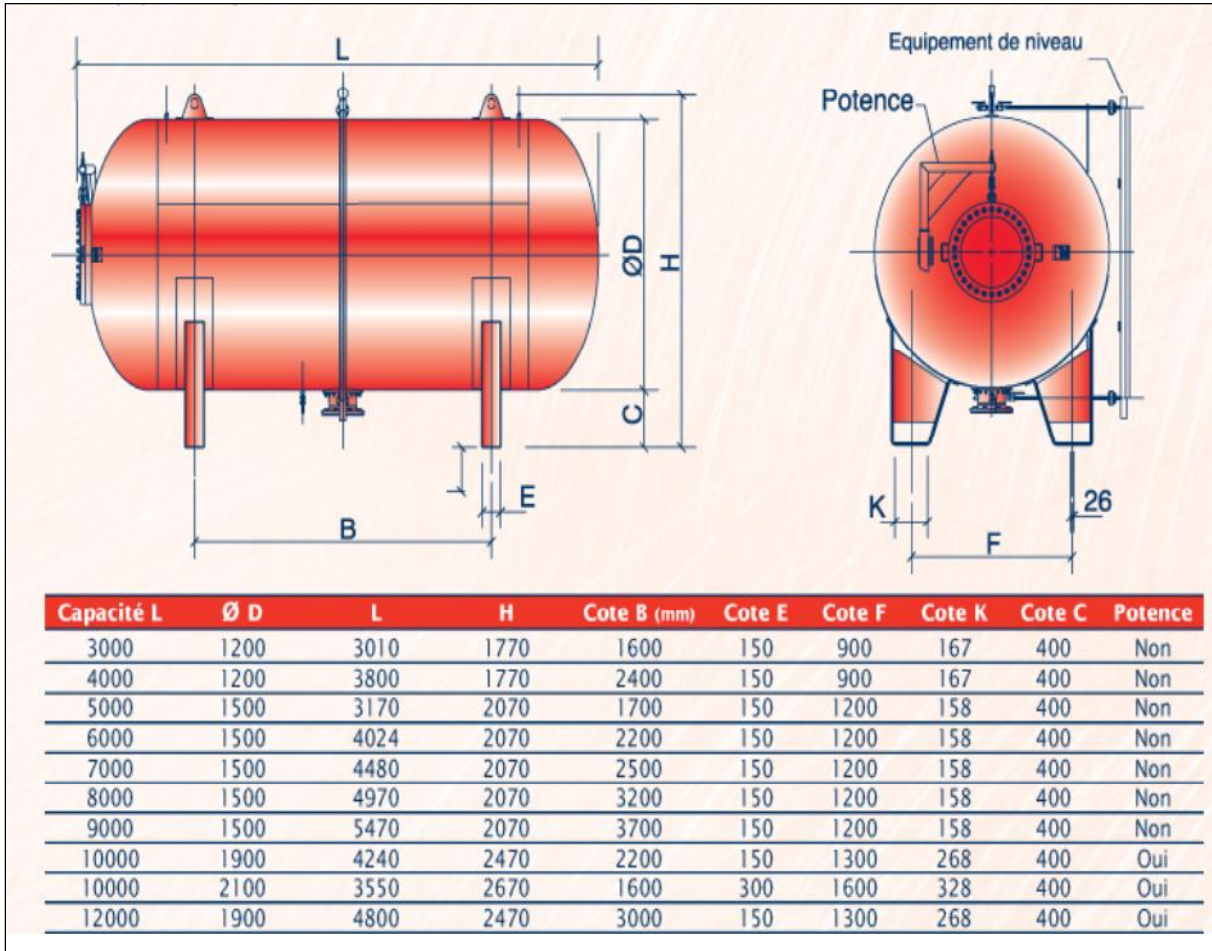
(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

ANNEXE N°5 : Abaque de Vibert pour le calcul simplifier des réservoirs d'airs



(Extrait de l'ouvrage ANDRE DUPONT)

ANNEXE N°06 : Choix du ballon anti belier



source(resersrvoir metalliques charlette)