

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de système d'AEP de l'agglomération de MAIF la commune de Oued Djer (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0025-15

APA Citation (توثيق APA):

Hamidi , Meriem (2015). Renforcement de système d'AEP de l'agglomération de MAIF la commune de Oued Djer (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات 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 RECHERCHESCIENTIFIQUE

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 :

**Renforcement de système d'AEP de l'agglomération de MAIF la
commune de oued djer (W.BLIDA)**

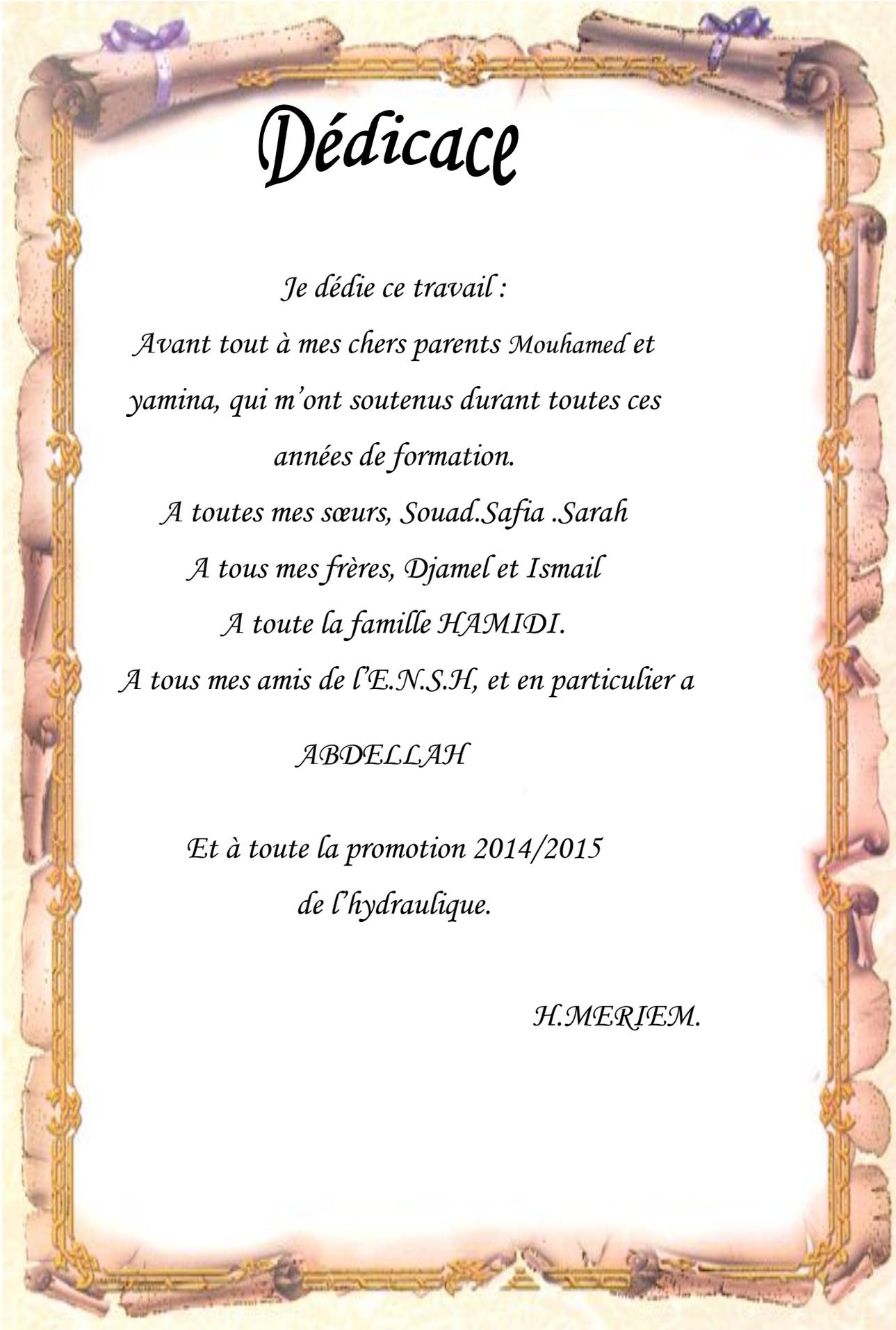
Présenté par :

M^{lle}: HAMIDI MERIEM

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^rT.KHETTAL	M.C.A	Président
M^rA.HEBBOUCHE	M.A.A	Membre
M^{lle} L . KADI	M.A.B	Membre
M^{me} L. TAFAT	M.A.A	Membre
M^r A. HACHEMI	M.A.A	Promoteur

Septembre-2015



Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Mouhamed et
yamina, qui m'ont soutenus durant toutes ces
années de formation.*

A toutes mes sœurs, Souad.Safia .Sarah

A tous mes frères, Djamel et Ismail

A toute la famille HAMIDI.

A tous mes amis de l'E.N.S.H, et en particulier a

ABDELLAH

*Et à toute la promotion 2014/2015
de l'hydraulique.*

H.MERJEM.

Remerciements

Je tiens à remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

Mes vifs remerciements à monsieur HACHEMI

ABDELKADER pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide.

Mes remerciements également :

- *A tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- *Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*

تحويل المياه الصالحة للشرب يتطلب أنابيب تنقل المياه من مناطق الجذب إلى مناطق

بعين الاعتبار

لهذه الأسباب،

الطرق لحساب الاحتياجات للمياه.

تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه.

انابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان.

بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء ،

نايبب نقل المياه، من الناحية التقنية و الاقتصادية، فهذان الجانبين مرتبطان بينهما.

في أنابيب المياه ،

باختيار المضخة المناسبة.

هذا التشخيص سمح لنا بإنشاء شبكة جديدة لافق 2045؛ من أجل تلبية حاجيات المستهلكين من

ناحية كمية

Résumé

Le transfert d'eau potable nécessite des conduites transportant l'eau du point de piquage au point de desserte c'est pour cette raison on a fait une collecte de données concernant la zone d'étude en tenant compte de toutes les méthodes de calcul des besoins en eau.

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par une station de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement de la station de reprise de la chaîne d'adduction.

Cette détermination nous a induit à dimensionner un nouveau réseau à l'horizon de 2045, afin de satisfaire les consommateurs du point de vue débit et pression suffisante.

Abstract

The adduction of water is the transfer of these last from the zones of collecting to the zones of the use.

We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to be established our mixed adduction (gravitary-repression) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together.

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants, we will study, their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain.

This verification would allow us to design a new network on the horizon of 2045 so as to satisfy the consumers' needs in terms of rate and pressure sufficiency.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction	2
I.2 Situation géographique	2
I.3 Situation climatique	4
I.3.1 La pluviométrie	4
I.3.2 La température	5
I.3.3 L'humidité	6
I.3.4 Le vent	6
I.4 Geologie	6
I.5 Sismicité	6
I.6. Situation démographique	6
I.7 Situation hydraulique	7
1.7.1 ressources en eau	7
1.7.2 Description du système d'adduction	8
I.7.3 L' ouvrage de stockage	8
I.8 Conclusion	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.1 Introduction	10
II.2 Estimation de la population future	10
II.3 Evolution des besoins en eau potable	11
II.3.1 Besoins domestique	12
II.3.2 Besoins des équipements	12
II.3.3 Evolution de la demande en eau	13
II.3.4 Récapitulation des besoins en eau	13
II.4 Variation des débits de consommation dans le temps	14
II.4.1 Variation journalière	14
II.4.2 Variation horaire	14
II.4.3 Détermination des débits journalière	16

II.4.3.1 Consommation maximale journalière	16
II.4.4 Variation de la consommation horaire	16
II.4.4.1 Débit moyen horaire	17
II.4.5 Evaluation de la consommation horaire en fonction de nombre d'habitant	16
II.5 Billon ressources / besoins	22
II.6 Conclusion	23

Chapitre III : Etude des réservoirs

III.1 Introduction	24
III.2 Rôles des réservoirs	24
III.3 Classification des réservoirs	25
III.4 Emplacement des réservoirs	26
III.5 Description de réservoir existant.....	26
III.6 Calcul de la capacité des réservoirs d'alimentation	26
III.6.1 Le cas d'un réservoir alimenté gravitairement	27
III.6.1.1 Choix de type de réservoir à projetée	28
III.6.1.2 Selon le matériau de construction	28
III.6.1.3 La position par rapport au sol	28
III.6.2 Dimensionnement de la cuve du réservoir à projetée	29
III.7 Equipement du réservoir	29
III.7.1 Conduite de départ et d'alimentation	31
III.7.2 Conduite de trop plein	31
III.7.3 Conduite de vidange	31
III.7.4 Conduite by-pass	31
III.7.5 Système de matérialisation de la réserve d'incendie	31
III.7.6 Trappe d'accès et échelle	31
III.8 Conclusion	32

Chapitre IV : Etude de réseau de distribution

IV.1 Introduction	33
IV.2 Choix du matériau des conduites	33

IV.3 Choix du type de réseau de distribution	34
IV.3.1 Le réseau ramifié	34
IV.3.2- Le réseau maillé	34
IV 3.3- Le réseau étagé	34
IV.3.4- Les réseaux combinés (ramifié et maillé)	35
IV.3.5- Principe du tracé du réseau maillé	35
IV.4 Raisonement hydraulique pour le calcul du système d'alimentation en eau potable à l'horizon 2045	35
IV.4.1 Détermination des débits (routes et nœuds)	36
IV.4.2 Le calcul hydraulique	40
A Calcul hydraulique de la zone 1	41
B Calcul hydraulique de la zone 2	50
IV.5 Interprétation des résultats	58
IV.6 Conclusion	58

Chapitre V : Etude de pompage et adduction

V.1 Introduction	59
V.2 Le choix du tracé	59
V.3 Choix du type du matériau de la tuyauterie	59
V.4 Le cheminement de l'adduction projeté	60
V.5 Dimensionnement de l'adduction	61
V.5.1 le calcul hydraulique	61
V.5.2 Dimensionnement de l'adduction (la Station de Pompage –Réservoir de 500m ³ projetée)	64
V.5.3 Calcul de diamètre avantageux de la conduite gravitaire	67
V.5.3.1 Détermination du diamètre avantageux	67
V.5.3.2 Dimensionnement de tronçon (R1-SP)	69
V.5.3.3 Dimensionnement de tronçons (réservoir 5000m ³ d'el affroun R1 – réservoir 500m ³ de MAIF R2)	70
V.6 Etude de pompage	72
V.6 .1 Introduction	72

V.6 .2 Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage	72
V.6.3 Choix du type de pompe	73
V.6.5 Réglage de la pompe	73
V.6.4 Couplage des pompes	73
V.6.5 Choix du nombre de pompes	73
V-6-5.1- Refoulement : SP - Reservoir projeté 500m ³	73
V-6-6- Points de fonctionnement de la pompe	74
V-6-6-1- Refoulement : SP - Réservoir projeté 500m ³	75
V-6-7- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	76
V-6-7-1- Refoulement : SP - Réservoir projeté 500m ³	78
V-6-8 Choix du moteur électrique	79
V.6.9 Etude de la cavitation	81
V.6 .10 Dimensionnement du bâtiment	83
V.6 .11 Équipements en amont de la pompe	85
V.6 .11 .1 Conduite d'aspiration	85
V.6 .11.2 Equipements en aval de la pompe	86
V.6 .12 Conclusion	88

Chapitre VI : protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1 Introduction	89
VI.2 Définitions du coup de bélier	89
VI.3 Les principales causes du phénomène	89
VI.4 Les risques dus aux coups de bélier	90
VI.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier en refoulement	90
VI.6 Analyse du phénomène du coup de bélier en gravitaire	91
VI.7 Moyens de protection contre le coup de bélier	91
VI .7 .1 <i>Volant d'inertie</i>	91
VI .7.2 Soupape de décharge	92
VI .7.3 Les cheminées d'équilibre	92

VI.7.4 Les réservoirs d'air.....	92
VI.8. : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	92
VI.9: Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	92
VI-9-1: Calcul de volume de réservoir d'air	92
VI.10-Conclusion	95

Chapitre VII : pose de canalisation et accessoires

VII.1 Introduction	96
VII.2 Pose de canalisation	96
VII.2. 1 Différents types de pose de conduites	96
VII.3 Différentes étapes de mise en place des canalisations	100
VII -3 -1 Réalisation des fouilles	100
VII -3 -2 Epreuve de joint et de la canalisation	100
VII -3 -3 Remblai des tranchées	101
VII -3 -4 Désinfection des conduites	101
VII -4: Accessoires	101
VII -4 -1: Robinets vannes	102
VII -4 -2: Clapets anti retour	103
VII -4 -3: Ventouses	103
VII -4 -4 - Vannes de décharge	105
VII-4 -5 Moyens anti-béliers	105
VII -4 -6 - By-pass	105
VII -4 -7 Crépines	105
VII -4 -8 - Joints de raccordement	106
VII -4 -9 - Organes de mesure	106
VII -4-10: Organes de raccordement	107
VII -5 Conclusion	108
Conclusion générale	109

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude .

Tableau I.1 Pluie moyenne mensuelle (source d'information ANRH 2012)	4
Tableau I.2 Température d'information (source d'information ANRH 2012)	5
Tableau I. 3 Humidité de l'année 2012	6
Tableau I.4 Evolution de la population entre l'année 2008 et 2015	7
Tableau I.6 Liste des forages	8
Tableau I.6 Caractéristiques de réservoir	9

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau potable

Tableau II .1 Estimation de l'évolution de la population	10
Tableau II.2 Le nombre d'habitants pour chaque zone	11
Tableau II.3 Besoins moyens en eau potable domestique de MAIF	12
Tableau II.4 Besoins en eau des différents équipements	12
Tableau II.5 Débit moyen journalier pour l'horizon 2045	13
Tableau II.6 Besion plus perte du l'agglomération de Maif	13
Tableau II.7 $_{max}$ en fonction du nombre d'habitant	15
Tableau II .8 calcul de $K_{max h}$	15
Tableau II.9 $_{min}$ en fonction de nombre d'habitant	15
Tableau II.10 calcul de $K_{min h}$	15
Tableau II.11 calcul du débit maximal et minimal journalière	16
Tableau II.12 Débit moyen horaire	17
Tableau II.13 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II.14 La consommation en eau potable de la zone 1	18
Tableau II.15 La consommation en eau potable de la zone 2	20
Tableau II.16 Comparaison ressources/ besions	22

Chapitre III: Etude des réservoirs

Tableau III.1 Les caractéristiques de réservoir existant	26
--	----

Chapitre IV: Etude de réseau de distribution

Tableau IV.1 Comparaison entre les différents types de matériau	33
Tableau IV.2 Récapitulatif des débits de la zone (1)	38
Tableau IV .3 Récapitulatif des débits de la zone (2)	38
Tableau IV .4 Calcul des débit route et nodaux de la zone (1)	38
Tableau IV.5 Calcul des débits routes et nodaux de la zone (II)	39
Tableau IV.06 Détermination des diamètres	45
Tableau IV.7 caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe) de la zone1	45
Tableau IV.8 : Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (1)	46
Tableau IV.9 caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe+incendie) de la zone1	48
Tableau IV.10 Calcul hydraulique en cas de pointe+incendie de la zone (1)	48
Tableau IV .11 Détermination des diamètres.	53
Tableau IV.12 Caractéristiques hydraulique et géométrique des tronçons cas de pointe de la zone 2	53
Tableau IV .13 Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone 2	54
Tableau IV .14 Caractéristiques hydraulique et géométrique des tronçons cas de pointe de la zone 2	56
Tableau IV .15 Calcul hydraulique en cas de point de la zone (2)	56

Chapitre V: Etude de l'adduction et pompage

Tableau V .1 calcul de la HMT du tronçon (SP- Réservoir projetée de 500 m ³)	65
Tableau V.2 Calcul de frais d'amortissement du (SP- Réservoir projetée 500m ³)	65
Tableau V.3 Calcul de frais d'exploitation du (SP – Réservoir projetée 500m ³)	66
Tableau V.4 Bilan total de la conduit de refoulement (SP –Réservoir projetée 500 m ³)	66

Tableau V.5 Coefficients K' , m et β pour différents types du tuyau	68
Tableau V .6 Diametres calculés pour différents tronçons de l'adduction	69
Tableau V.7 Diamètre normalises pour differents tronçon de l'adduction	69
Tableau V .8: Frais d'investissement des conduites gravitaires	69
Tableau V .9 Diametre calculé pour different tronçon de l'adduction	71
Tableau V .10 Diametre normalisé pour différents tronçons de l'adduction	71
Tableau V.11 Frais d'investissement des conduites gravitaires	71
Tableau V.12 Caractéristique de pompe en fonction de leur nombre	73
Tableau V.13 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement(SP – Réservoir projetée 500m ³)	75
Tableau V.14 Coefficient de correction en fonction de la puissance	80
Tableau V .15 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	82

Chapitre VI : Protection des canalisations

Tableau VI.1 Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement	94
Tableau VI.2 Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement	94
Tableau VI.3 Calcul de volume réservoir d'air de l'adduction de refoulement	95
Tableau VI.4 Le volume de réservoir d'air	95

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoire

Tableau VII.1 : Les valeurs de K	99
--	----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude .

Figure. I 1 Carte des limites administratives de la W(blida)	3
Figure 1.2 image satellitaire de l'agglomération de Maif la commune de Oued djer	3
Figure I.3 Pluie moyenne mensuelle	4
Figure I.4 Température	5
Figure I.5 Evolution de la population	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1 : Estimation de la population pour différents horizons	11
Figure II.2 histogramme de consommation journalière de la zone 1	19
Figure. II 3 la courbe cumulée de la zone 1	20
Figure II.4 histogramme de la consommation journalier de la zone	21
Figure II.5 la courbe cumulée de la zone 2	22

Chapitre III Etude des réservoirs

Figure III.1 Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré	30
---	----

Chapitre IV: Projection du nouveau réseau de distribution

Figure IV.1 Schéma du réseau de distribution de la zone (1)	42
Figure IV.2 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 1 cas de pointe	43
Figure IV.3 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 1 cas de pointe +incendie.....	44
Figure IV.4 Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe	47
Figure IV .5 Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe+incendie	49
Figure IV.6 Schéma du réseau de distribution de la zone (2)	50

Figure IV .7 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 2 cas de pointe	51
Figure IV.8 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 2 cas de pointe +incendie	52
Figure IV.9 Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe	55
Figure IV.10 Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe +incendie	57

Chapitre V: Etude de pompage et adduction

Figure V.1 Schéma des frais du billan totale , d'exploitation et amortissement	67
Figure V..2 Courbe caractéristique de la pompe	74
Figure V..3 Point de fonctionnement de la pompe	76
Figure V..4 mode de réglage de SP- Réservoir 500m ³ projetée	79

Chapitre VII : Pose de canalisations et accessoires

Figure VII.1 Pose de canalisation en galerie	97
Figure VII.2 Pose de canalisation en traversée de oued	98
Figure VII.3 Les butées	99
Figure VII .4 Robinet vanne à opercule	102
Figure VII.5 Robinet vanne à papillon	103
Figure VII .6 Clapet anti retour	103
Figure VII.7 Ventouse triple	104
Figure VII.8 Manomètres (d'après doucument W.A.E)	107

LISTE DES PLANCHES

Planche -1- : Plan de situation de l'adduction de l'agglomération de MAIF la commune de Oued Djer.

Planche -2- : Plan de masse avec le réseau de l'agglomération de MAIF la commune de Oued Djer.

Planche -3- : Profil en long de l'adduction projetée (R5000m³-R500m³) de MAIF W. Blida.

Planche -4- : Profil en long de la canalisation principale de la zone (1) de MAIF W. Blida.

Planche -5- : Profil en long de la canalisation principale de la zone (2) de MAIF W. Blida.

Introduction générale

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré.

Actuellement l'agglomération d'étude reconnaît un problème crucial de point de vue distribution en eau potable car elle est alimentée à partir d'un réservoir de capacité 500m³ qui n'est pas suffisante pour toute l'agglomération

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.

Notre étude a pour but de renforcer le système d'alimentation en eau potable de l'agglomération de MAIF de la commune de Oued Djer à partir du réservoir 5000m³ d'EL AFFROUN ; tout en redimensionnant le réseau existant dont le but de répondre confortablement à la demande prévue à notre horizon d'étude 2045.

Le présent mémoire contient sept chapitres répartis comme suit :

Le premier chapitre présente la zone d'étude

Le deuxième chapitre est consacré au calcul des besoins en eau de l'agglomération

Le troisième chapitre détermine la capacité de stockage nécessaire à la distribution en eau potable de la ville

Le quatrième chapitre a pour but de dimensionner le réseau à projeter et redimensionner le réseau existant

Le cinquième chapitre est destiné à étudier l'adduction à partir du réservoir 5000m³

Le sixième chapitre est consacré à la protection de l'adduction contre le coup de bélier

Et enfin le septième chapitre qui traite la pose de canalisation et les différents accessoires nécessaires

Présentation de la zone d'étude

I.1- Introduction

Dans ce premier chapitre il s'agit de faire une présentation de notre zone d'étude, du point de vue géographique, topographique, climatique, sismique, démographique, hydrogéologique et hydraulique, C'est un préalable à tous projets d'Alimentation en Eau Potable.

I.2.- Situation géographique :

La commune d'Oued Djer est située à l'ouest de la wilaya de BLIDA , à environ 30 KM au Sud-ouest de blida et à environ 70 KM au Sud-ouest d'Alger.

La commune s'étend sur une superficie de 61,14Km² , elle compte 6543 habitants (RGPH 2008), soit une densité de 107 hab/ Km², avec un taux d'occupation par logement moyen de 6personnes/logement.

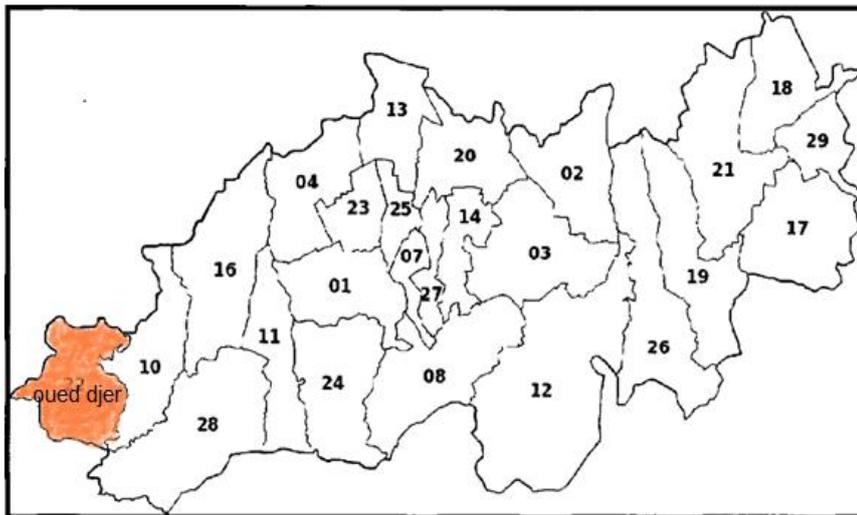
La zone d'étude fait partie de la commune de Oued Djer, elle est située sur la partie Sud est de cette dernière, elle est limitée :

- Au Nord : la commune d'Ahmer El Ain (Wilaya de Tipaza)
- Au Nord-Ouest : la commune de Bourkika (Wilaya de Tipaza)
- A l'Est : la commune d'EL Affroun
- Au Sud : la commune de Boumedfaa (Wilaya d'Ain Defla)
- Au Sud-Ouest : commune de Hammam Righa (Wilaya d'Ain Defla)
- A l'Ouest : la commune de Meurad (Wilaya de Tipaza)

Les coordonnées de la ville : 36° 25' 00" Nord.

2° 33' 00"Est.

Présentation de la zone d'étude



Communes de la wilaya de Blida (codes ONS) : • 04. Oued Alleug • 10. El Affroun • 11. Chiffa • 13. Benkhelil • 16. Mouzaia • 22. Oued Djer • 23. Beni Tamou • 28. Aïn Romana

Figure I-1 : Carte des limites des communes de la W. (blida).

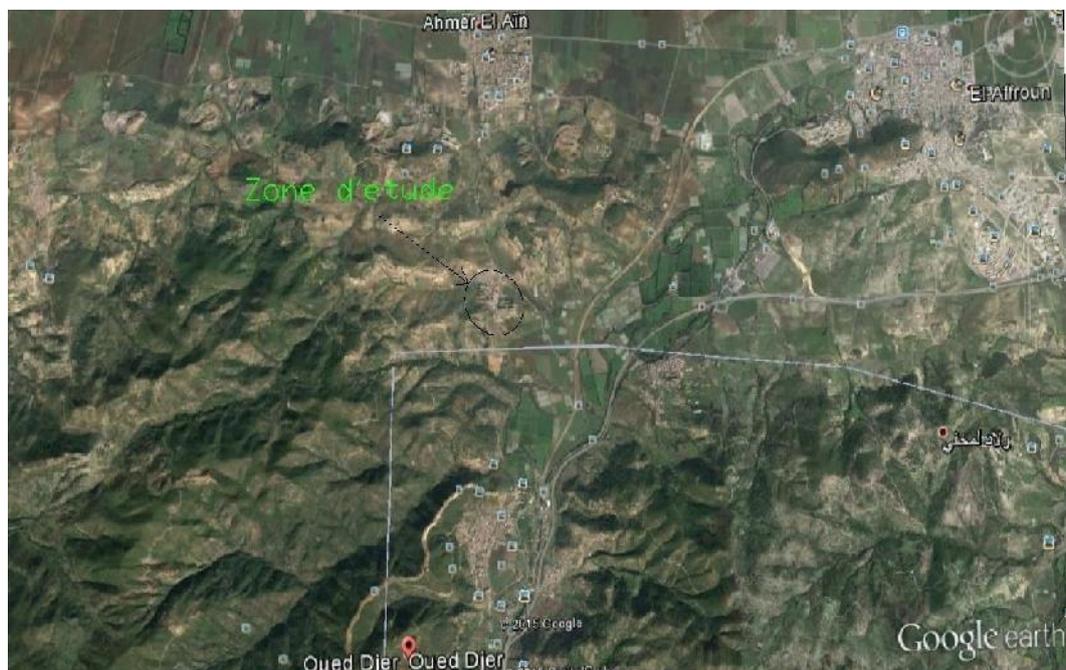


Figure I-2 : Image satellitaire de l'agglomération de Maïf la commun de Oued Djer.

I.3/ Situation Climatologique :

Oued Djer appartient à une zone climatique de type méditerranéen, caractérisée par une alternance d'une saison chaude et sèche durant la période estivale et une saison fraîche et pluvieuse durant la période hivernale.

I.3.1 Pluviométrie :

Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier et Février)* elle varient entre 700 à 800 mm/an

Tableau I-1 : Pluie moyenne mensuelle (source d'information : ANRH 2012).

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

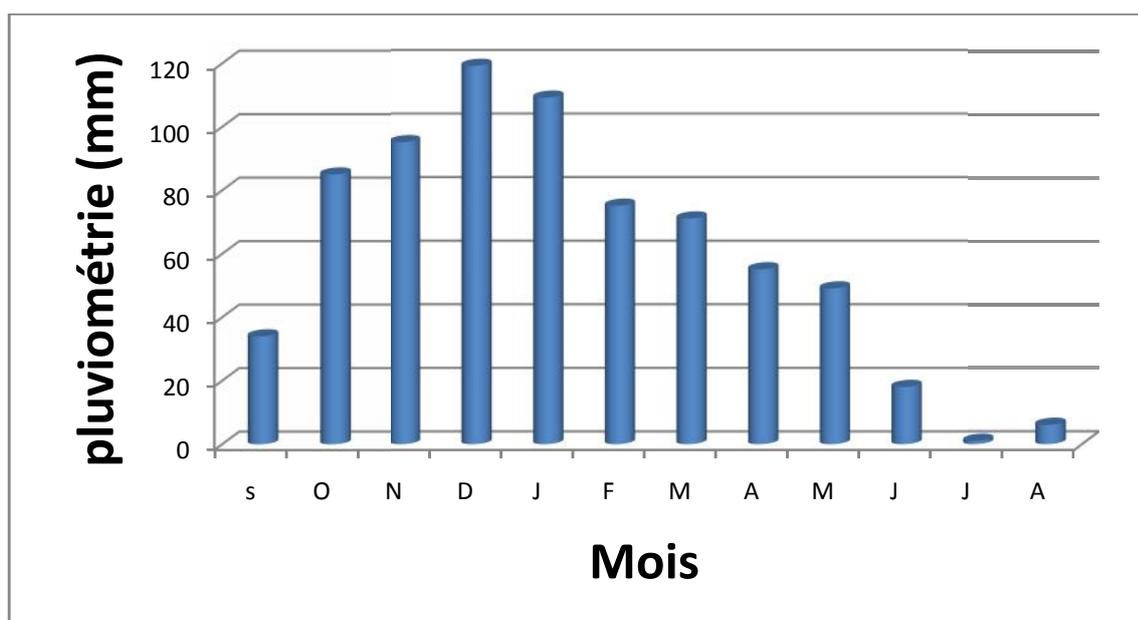


Figure I-3 : Pluie moyenne mensuelle .

Présentation de la zone d'étude

I.3.2 Température :

Le climat à Oued Djer est assez doux néanmoins, il présente des températures assez élevées durant la saison estivale, notamment pendant le mois d'Août pouvant atteindre 45°C , celle-ci peut se rabattre jusqu'à 0°C durant le mois de Janvier.

Tableau I- 2 : Température d'information : (source ANRH l'année 2012).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Tmax(C)	40	37	31	27	25	26	29	34	38	41	45	45
Tmin{ C)	10,6	7	0,7	0	0	0,2	0,3	0,5	8	10	14,1	13,2
T moy ©	25,3	22	15,9	13,5	12,5	13,1	14,7	17,25	23	25,5	29,55	29,1

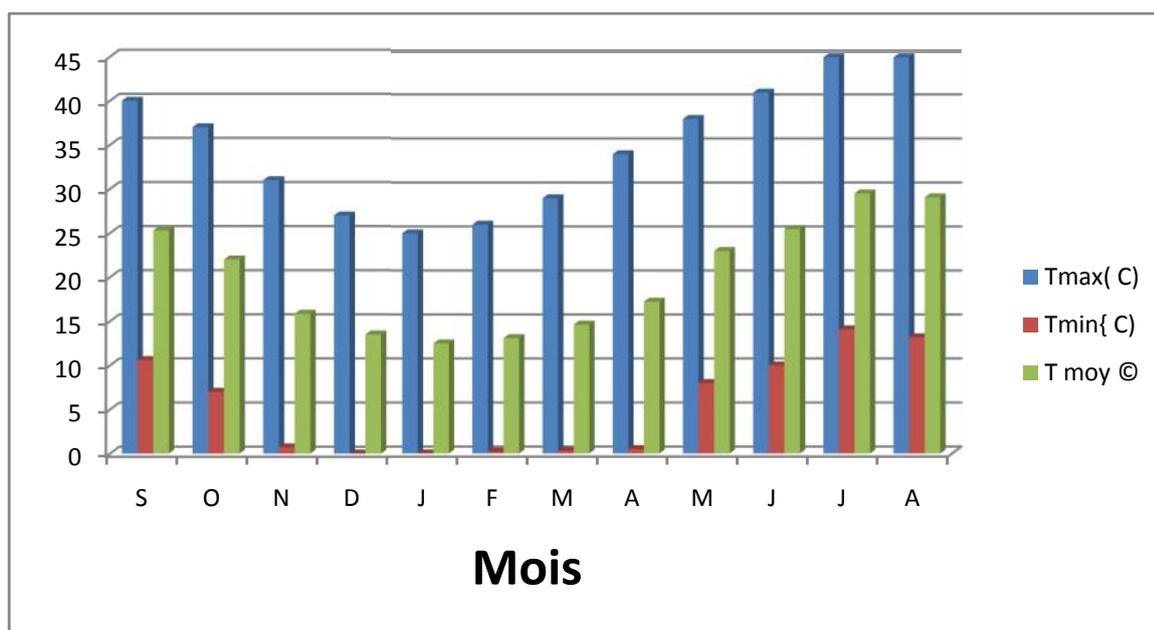


Figure I-4 : Température mensuelle.

Présentation de la zone d'étude

I.3.3. Humidité :

Tableau I-3 : Humidité de l'année 2012

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hum %	14.8	12.6	19.2	21.0	19.8	28.3	31	29.2	33.0	28.2	19.0	14.5

Source : ANRH 2012

Les mois les plus humides sont : juillet, août, septembre, octobre.

I.3.4/Vent:

En hiver, les vent sont violents, ils soufflent souvent d'Ouest Nord-Est ; en été, on signale la présence de vents chauds (Sirocco) durant une dizaine de jours, surtout durant les mois de Juillet et Août.

I.4/ Géologie :

La nature géologique est composée des alluvions récentes caractérisant la partie Ouest et nord, qui facilite les ruissellements superficiels, qui justifié le déficit en ressources hydriques au niveau de cette localité.

I.5/ Sismicité :

La région de Oued Djer est connue par son instabilité tectonique , donc c'est un facteur important qu'il faut prendre en considération pour la construction de tout type d'ouvrage, à laquelle doivent être appliquée avec les règles parasismiques .

I-6/ Situation Demographique :

D'après les données fournis par le dernier recensement tiré de l'annuaire statistique de la wilaya de BLIDA, conformément à l'année de recensement 2008, la population par l'agglomération de Maif a été estimée à l'horizon 2015(état actuel) d'après la formule des intérêts composés (voir chapitre II), le nombre d'habitant présenté dans le tableau suivant :

Présentation de la zone d'étude

Tableau I.4: Evolution de la Population entre l'an 2008 et 2015.

Etage de distribution	Population en 2008 (hab)	Population en 2015 (hab)
MAIF	677	5605

Les données calculées dans le tableau précédant sont représentées dans le graphe ci-après :

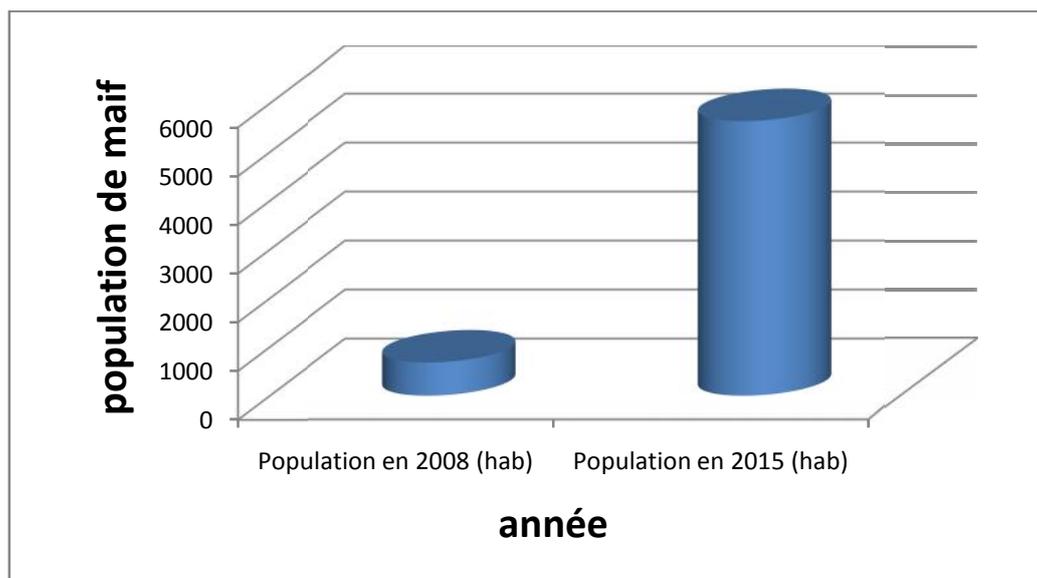


Figure 1-5: Evolution de la population .

I.7/situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle de l'adduction d'alimentation en eau potable de l'agglomération de Maif la commune de Oued Djer et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage .

I.7.1/Ressources en eau :

La ville de Oued Djer est alimentée actuellement par deux champs de captage situés au nord de la ville d'El Affroun. La nappe exploitée dans notre zone de captage est la nappe de la plaine de la MITIDJA. Ces champs de captages sont composés de 10 forages.

Les caractéristiques des forages sont données dans le tableau suivant :

Présentation de la zone d'étude

Tableau I.5: liste des forages .

Forage	Prof (m)	Ns	ND	Débit mobilisé (m ³ /j)	Débit exploité (m ³ /j)	Observation
F3 Bis	150	-	-	00	00	L'arrêt
F4 Bis	150	-	94	1200	1080	En service
F5 Bis	150	64	106.15	900	810	En service
F7 Bis	150	56.10	73	-	-	Non équipé
F8 Bis	150	54	80	650	585	En service
F9 Bis	150	56.50	66.35	1650	1485	En service
F1 Bis	150	-	-	-	-	projeté
F2 TER	150	67.70	105.10	650	585	En service
F6 Bis	150	54.30	61.30	900	810	En service
F10	150	76.74	102.15	-	-	Non équipé

1.7.2/Description du système d'adduction:

Le système d'approvisionnement (adduction), consiste à alimenter les installations existantes au niveau de Oued Djer gravitairement à partir du réservoir de stockage (capacité $v = 5000 \text{ m}^3$) situé à El Affroun, implanté à la cote CR = 220 m NGA et à la cote de trop plein CTP = 226,00 m NGA. Ce dernier alimente gravitairement les réservoirs des agglomérations des centres : Maif, Beni Djemaa, Oued Djer et El Hachem comme montre le schéma vertical

1.7.3/L' ouvrage de stockage

L'agglomération de Maif la commune de Oued Djer compte un seul réservoir de type semi enterrés, leur caractéristiques sont résumés dans le tableau suivant :

Présentation de la zone d'étude

Tableau I.6:Caractéristiques de réservoir .

Réservoir	Capacité (m ³)	C R (m)	C T P (m)
R 1	500	196	200

I.8/Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

II.1 Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

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

II.2- Estimation de la Population future :

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 30 ans . Pour les calculs de la population future nous utiliserons la formule des intérêts composés :

$$P = P_0 \times (1 + t)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon 2045.

P₀ : Population actuelle.

t : Taux d'accroissement de la population en %.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Tableau II .1: Estimation de l'évolution de la population de toute l'agglomération de MAIF.

Horizons	2008	2015	2020	2030	2045
Taux d'accroissement %	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Population	677	5605	7542	14454	26934

Source : (A.P.C de Oued Djer)

Estimation des besoins en eau

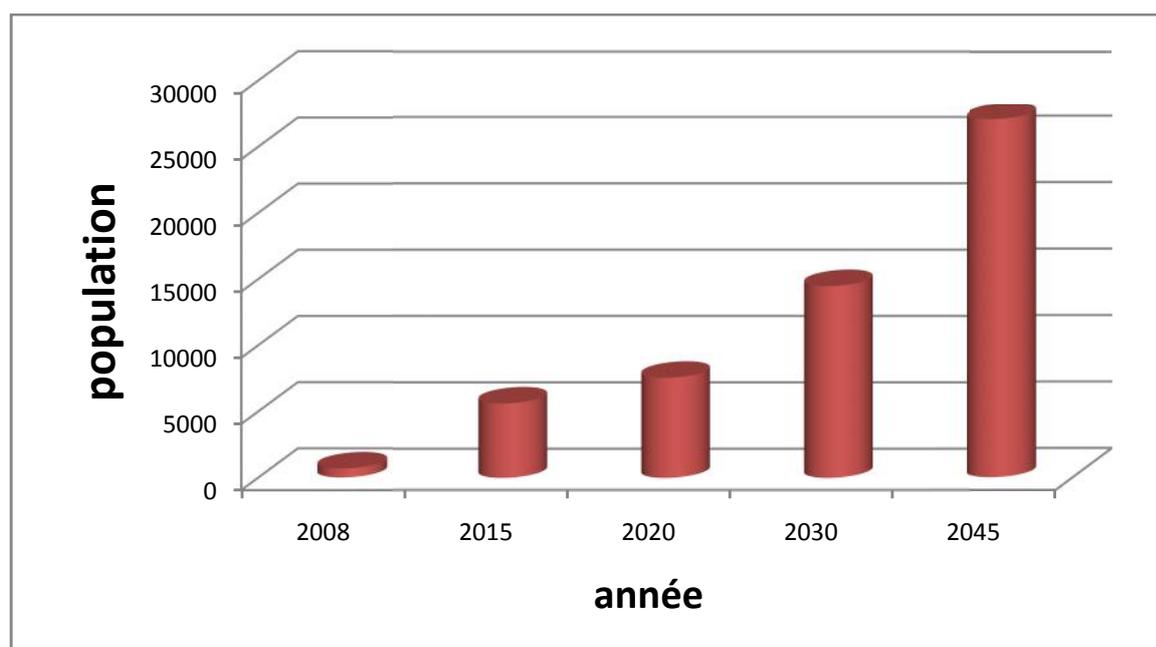


Figure II .1 : Estimation de la population pour différents horizons

II.3. 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 zone 2).

Tableau II.2 : le nombre d'habitants pour chaque zone.

MAIF	Référence	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Horizon	2008	2015	2020	2030	2045
Taux d'accroissement(%)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Population					
ZONE 1	677	805	911	1166	1689
ZONE 2	0	0+ N	5431+N	8488+N	19245+N
	0	4800	6631	13288	25245
Totale	677	5605	7542	14454	26934

N=nombre de logts * 6 hab/logt.

Estimation des besoins en eau

II.3.1- Besoins domestiques :

Sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab (donnée par DHW de BLIDA), les besoins en eau de notre aire d'étude sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \text{ en [m}^3\text{/j]} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

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

N_i : Nombre de la population

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière

Tableau II .3 : besoins moyens en eau potable domestique de MAIF.

Horizon	Zones	population	Dotation (l/j/h)	Besoins moy (m ³ /j)	Besoins moy (l/s)
2045	Zone1	1689	150	253.35	3
	Zone2	25245	150	3786.75	43.83

II.3.2- besoins des équipements :

Tableau II .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	01primaires	Elève	360	30	10.8
	Culturel	01mosquées	Fidèle	1000	10	10
	Sanitaire	Centre de santé	malade	150	15	2.25
	Total					
Zone2	Scolaire	02primaires	Elève	720	30	21.6
		01CEM	Elève	525	30	15.75
		01 Lycée	Elève	1000	30	30
	Culturel	01maison de jeune	m ²	681	5	3.4
		01Bibliothèque	m ²	1200	5	6
	Sanitaire	Polyclinique	malade	90	15	1.35
	Administratif	APC	m ²	650	5	3.25
		Sureté urbain	m ²	3000	5	15
		Protection Civil	m ²	4500	10	45
		Agence postale	m ²	310	5	1.55
	Publique	Marché couvert	m ²	2220	5	11.1
Placette publique		m ²	800	5	4	
Total						158

(Source : A.P.C de Oued Djer)

Estimation des besoins en eau

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

Tableau II.5 : débit moyen journalier pour l'horizon 2045

Horizon	Zones	$Q_{\text{moy}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy}}(\text{l/s})$
2045	Zone 1	276.4	3.2
	Zone 2	3944.75	45.7

II.3.3- Evolution de la demande en eau :

La demande en eau est la quantité d'eau à prélever dans le milieu naturel à chaque instant pour faire face à la couverture des différents besoins, tenant compte des pertes du prélèvement à l'utilisation.

Les dotations recommandées ci-dessus ont été adoptées pour calculer la demande en eau future, ces résultats tiennent compte des taux de pertes d'eau dans le réseau.

Les pertes d'eau dans le réseaux due a des fuites de nature diverse et qui sont évaluées moyennement à 20% pour la zone 1 et 10% pour la zone2 du volume total .

II.3.4- Récapitulation des besoins en eau :

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon 2045.

Tableau II -6 : Besoin plus perte du l'agglomération de MAIF.

	Besoins domestiques (m^3/j)	Besoins des équipements (m^3/j)	Besoins domestiques+équipement	les Pertes	$Q_{\text{moy}}(\text{m}^3/\text{j})$
Zone 1	253.35	23.05	276.4	55.28	331.68
Zone 2	3786.75	158	3944.75	394.475	4339.225

II.4- Variation des débits de consommation dans le temps :

Le débit demandé par les différentes catégories est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps. Ces dernières sont annuelles, saisonnières, journalières ou horaires.

II.4.1/ Variation journalière :

La variation journalière se définit comme le rapport de la consommation maximale de la journée sur la consommation minimale de la journée de l'année.

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

Coefficient minimal d'irrégularité journalière :

$$K_{\min j} = Q_{\min j} / Q_{\text{moyj}}$$

Avec $K_{\min j}$ variant entre 0,7 et 0,9

On prend $K_{\min j} = 0,9$

Coefficient maximal d'irrégularité journalière :

$$K_{\max j} = Q_{\max j} / Q_{\text{moyj}}$$

Avec $K_{\max j}$ variant entre 1,1 et 1,3.

Ce coefficient a pour but la majoration du débit moyen Q_{moyj} de 10 à 30% ;

On prend $K_{\max j} = 1,3$.

II.4.2- Variation horaire :

Durant la journée la plus chargée de l'année, il existe des variations importantes de la consommation d'une heure à une autre, d'où :

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

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

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

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

-coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population :

$$K_{\max h} = Q_{\max h} / Q_{\text{moyh}}$$

D'une manière générale, Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

$K_{\max h}$ et $K_{\min h}$ tel que :

$$K_{\max, h} = K_{\max} \cdot K_{\min}$$

Avec :

Estimation des besoins en eau

K_{max} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre 1,2 à 1,4. Pour notre cas on prend $K_{max} = 1,2$.

K_{min} : c'est un coefficient qui est en fonction du nombre d'habitants suivant le tableau ci-dessous :

Tableau II -7 : K_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
K_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Tableau II -8 : Calcul de $K_{max,h}$:

Zone	Population horizon2045	K_{max}	K_{min}	$K_{max,h}$
Zone1	1689	1.2	1.8	2.16
Zone2	25245	1.2	1.2	1.44

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

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

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

Avec :

- \min : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\min = 0,5$.
- \min : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II -9 : K_{min} en fonction du nombre d'habitants

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

Tableau II -10 : Calcul de $K_{min,h}$:

Zone	Population horizon2045	K_{min}	K_{max}	$K_{min,h}$
Zone1	1689	0.5	0.1	0.05
Zone2	25245	0.5	0.5	0.25

II.4.3- Détermination des débits journaliers :

II.4.3.1- Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, le réservoir de stockage et la station de pompage.

Ce débit est donné par la formule :

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

Avec :

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

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

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

II.4.3.2- Consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

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

On prend $K_{\min,j} = 0,8$.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II -11 : Calcul du débit maximal et minimal journalière :

Agglomération	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)
Zone 1	331.68	1.3	431.18	0.9	298.512
Zone 2	4339.22	1.3	5640.99	0.9	3905.3

II.4. 4.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.

II.4.4.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II.5})$$

☞ $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h ;

☞ $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j.

Les débits moyens horaires sont indiqués dans le tableau II .12

Tableau II.12 :Débit moyen horaire :

horizon	Zones	Q _{max j} (m ³ /j)	Q _{moy h} (m ³ /j)
2045	Zone1	431.18	17.96
	Zone2	5640.99	235.04

II.4.5- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant :

Le débit horaire d’une agglomération est variable selon l’importance de cette dernière. La variation des débits horaires d’une journée est représentée en fonction du nombre d’habitants dans le tableau suivant :

Tableau II-13 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d’habitants

Heures (h)	Nombre d’habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5

Estimation des besoins en eau

Suite de tableau

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage () par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Puisque le nombre d'habitant à l'année 2045 sera supérieur à 10 000 pour notre agglomération, nous choisissons donc la deuxième partition comme indiquent le tableau suivant :

Tableau II .14 :la consommation en eau potable de la zone 1 :

Heure h	Consommation totale $Q_{\max j}=431.18\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	m^3/h	m^3/h
0-1	1.5	6.4677	1,5	6.4677
1-2	1.5	6.4677	3	12.9354
2-3	1.5	6.4677	4,5	19.4031
3-4	1.5	6.4677	6	25.8708
4-5	2.5	10.7795	8,5	36.6503
5-6	3.5	15.0913	12	51.7416

Estimation des besoins en eau

6-7	4.5	19.4031	16,5	71.1447
7-8	5.5	23.7149	22	94.8596
8-9	6.25	26.94875	28,25	121.80835
9-10	6.25	26.94875	34,5	148.7571
10-11	6.25	26.94875	40,75	175.70585
11-12	6.25	26.94875	47	202.6546
12-13	05	21.559	52	224.2136
13-14	05	21.559	57	245.7726
14-15	5.5	23.7149	62,5	269.4875
15-16	06	25.8708	68,5	295.3583
16-17	06	25.8708	74,5	321.2291
17-18	5.5	23.7149	80	344.944
18-19	05	21.559	85	366.503
19-20	4.5	19.4031	89,5	385.9061
20-21	04	17.2472	93,5	403.1533
21-22	03	12.9354	96,5	416.0887
22-23	02	8.6236	98,5	424.7123
23-24	1.5	6.4677	100	431.18
Total	100	431.18		

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

- Un débit de pointe $Q_{pte}=26.95\text{m}^3/\text{h}$
- Un débit minimum $Q_{min}=6.47\text{m}^3/\text{h}$

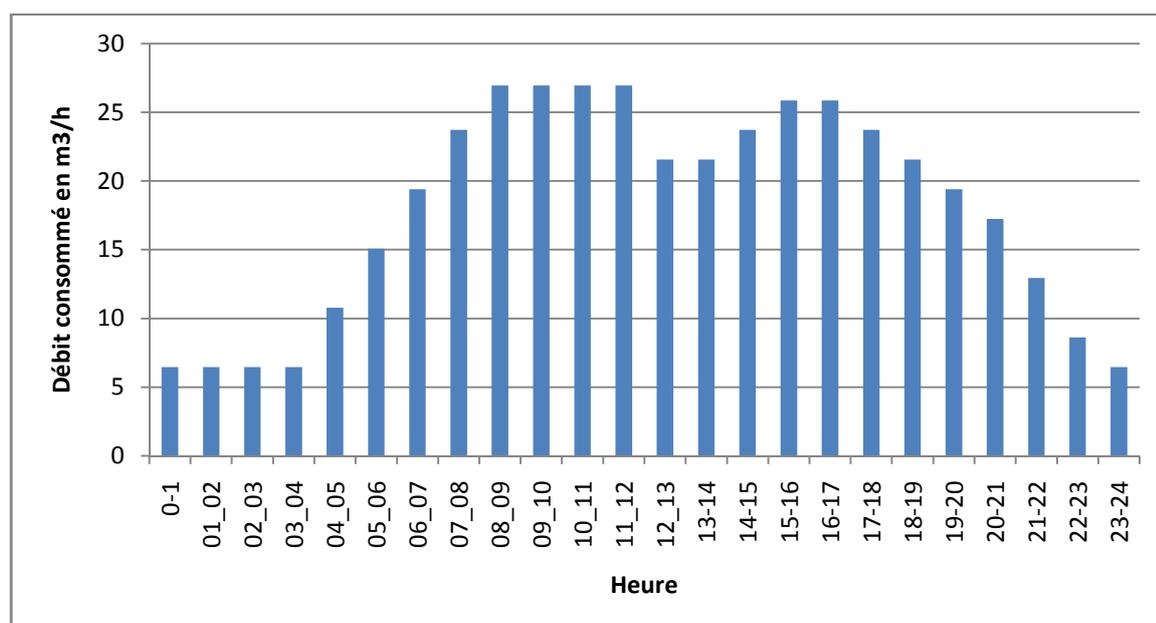


Figure. II. 2 : histogramme de consommation journalière de la zone 1

Estimation des besoins en eau

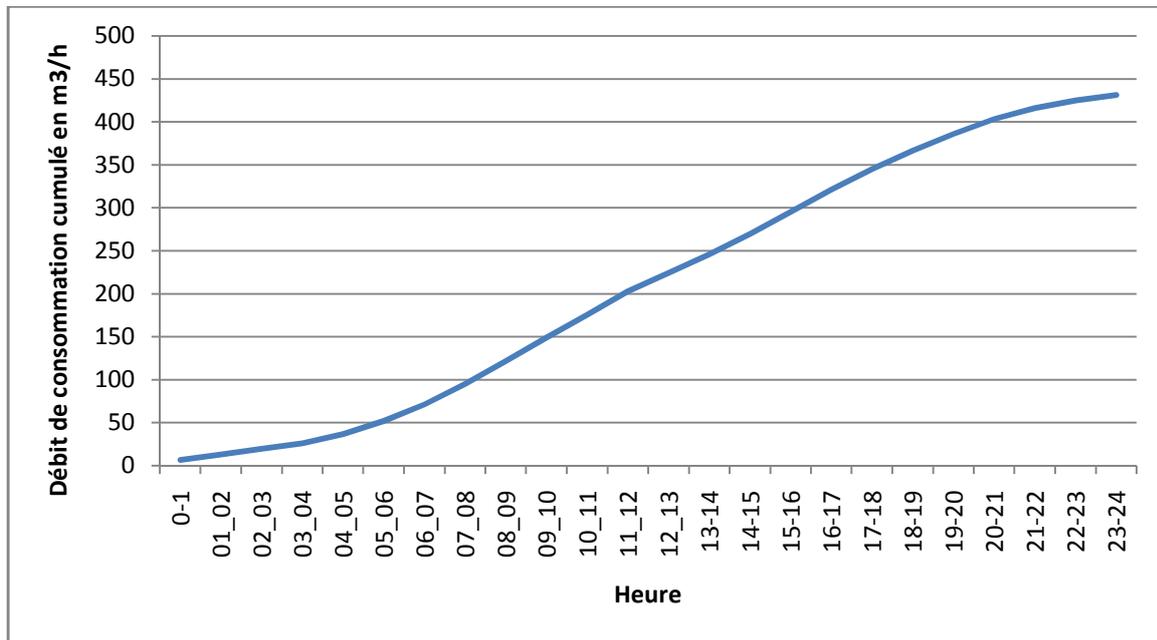


Figure II.3 :la courbe cumulée de la zone 1.

Tableau II .15 :la consommation en eau potable de la zone 2.

Heure	Consommation totale $Q_{\max j} = 5640.99 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	m^3/h	m^3/h
0-1	1.5	84.61485	1,5	84.61485
1-2	1.5	84.61485	3	169.2297
2-3	1.5	84.61485	4,5	253.84455
3-4	1.5	84.61485	6	338.4594
4-5	2.5	141.02475	8,5	479.48415
5-6	3.5	197.43465	12	676.9188
6-7	4.5	253.84455	16,5	930.76335
7-8	5.5	310.25445	22	1241.0178
8-9	6.25	352.56188	28,25	1593.57968
9-10	6.25	352.56188	34,5	1946.14155
10-11	6.25	352.56188	40,75	2298.70343
11-12	6.25	352.56188	47	2651.2653
12-13	05	282.0495	52	2933.3148

Estimation des besoins en eau

13-14	05	282.0495	57	3215.3643
14-15	5.5	310.25445	62,5	3525.61875
15-16	06	338.4594	68,5	3864.07815
16-17	06	338.4594	74,5	4202.53755
17-18	5.5	310.25445	80	4512.792
18-19	05	282.0495	85	4794.8415
19-20	4.5	253.84455	89,5	5048.68605
20-21	04	225.6396	93,5	5274.32565
21-22	03	169.2297	96,5	5443.55535
22-23	02	112.8198	98,5	5556.37515
23-24	1.5	84.61485	100	5640.99
Total	100	5640.99		

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

- Un débit de pointe $Q_{pte}=352.56\text{m}^3/\text{h}$
- Un débit minimum $Q_{min}=84.61\text{m}^3/\text{h}$

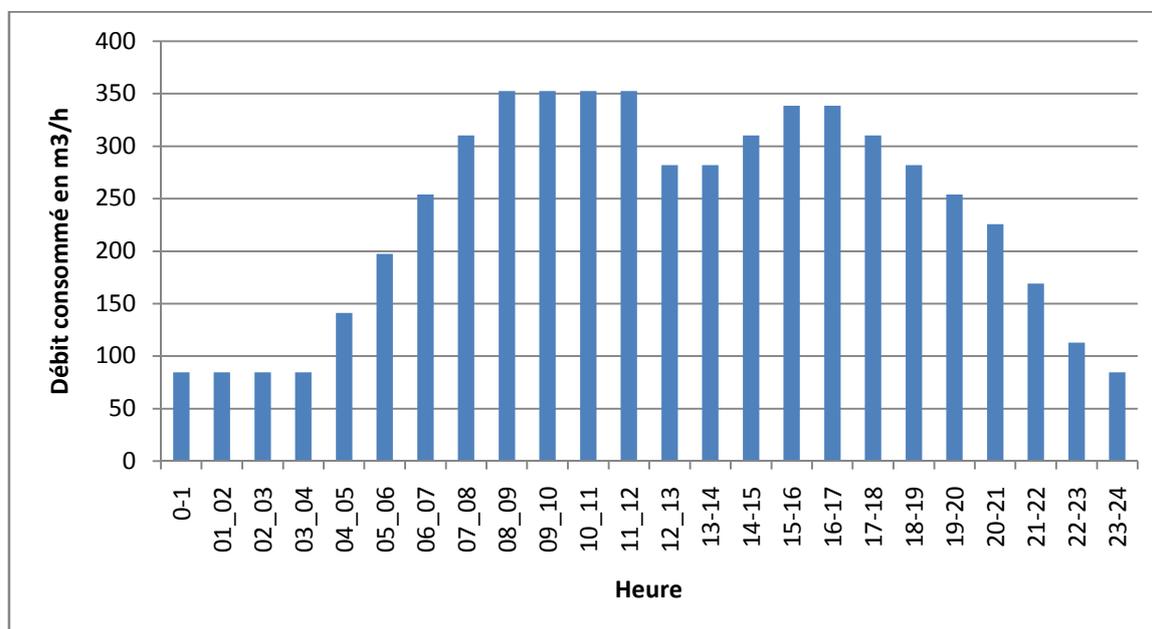


Figure II .4 : histogramme de consommation journalière de la zone 2.

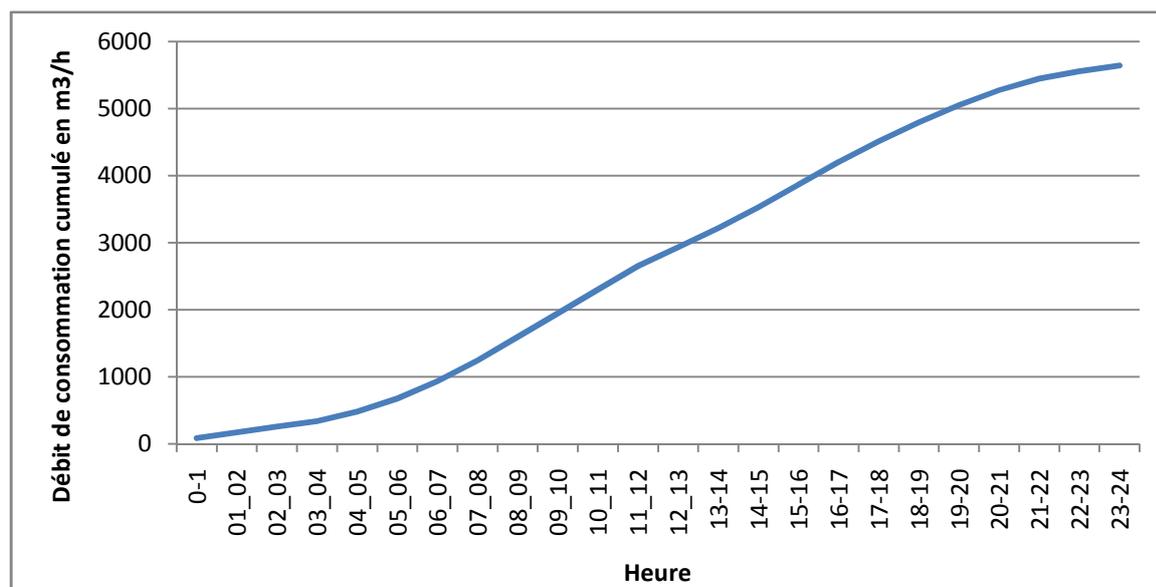


Figure II .5 :la courbe cumulée de la zone 2.

II -5/ Bilon ressources / besoins :

Ayant déterminé précédemment le débit d'eau disponible et après le calcul des besoins en eau pour l'horizon 2045, nous pouvons faire une comparaison : ressources/besoins pour voir si notre débit disponible satisfait nos besoins ou non.

Tableau II -16 : Comparaison ressources/besoins.

Désignation	Horizon de calcul (2045)
Consommation de pointe Journalière (m ³ /j)	6072.17
Ressources disponibles (m ³ /j)	444.96
Déficit (m ³ /j)	5627.21
Déficit (l/s)	65.13

Nous voyons que les ressources disponibles actuellement ne pourront pas satisfaire les besoins à l'horizon de 2045.

II -6/Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait ressortir par les calculs que la population de l'agglomération secondaire de la commune de OUED DJER (MAIF) s'élèvera à 26934 habitants et que le débit d'eau nécessaire à l'approvisionnement des consommateurs effectifs jusqu'à l'horizon d'étude est de $6072.17 \text{ m}^3 / \text{j}$.

D'après la comparaison ressources / besoins, nous avons trouvés qu'on a un déficit de $5627.21 \text{ m}^3 / \text{j}$ Pour transférer cette quantité manquante d'eau, on doit dimensionner la station de pompage et les conduites d'adduction et ses accessoires, qui feront l'objet des prochains chapitres.

III .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.

III.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 la sa longueur par rapport à la position du réseau principal), aux points les plus éloignés, apparaissent des pressions faibles. dans ce cas, on installe 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, on doit 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.

III -3- Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques
 - Les réservoirs en maçonnerie
 - Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées
 - Semi-enterrés
 - Surélèves
- D'après leurs formes :
 - Circulaires
 - Rectangulaires
 - Ou d'une forme quelconque

III.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.

L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés

III .5 Description des réservoirs existants :

Notre région d'étude est alimentée par un seul réservoir existant ayant les caractéristiques

représentée dans (le tableau III -1).

Tableau III -1 : les caractéristiques de réservoir existants .

	Cote de terrain	volume	Forme géométrique	Type
Réservoir de Maif	194 m	500 m ³	circulaire	Semi enterré

III.6 Calcul de la capacité des réservoirs d'alimentation :

Pour satisfaire aux rôles qu'ils doivent jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante, qui doit être estimée en tenant compte la variation de débit à l'entrée comme à la sortie.

III.6.1 /Le cas d'un réservoir alimenté gravitairement :

A partir de réservoir 5000 m³ d'el affront de cote 220 m, l'eau est écoulee gravitairement avec un debit constant de 6.11/s vers le réservoir existant de volume 500 m³ et de cote de terrain de 196 m . Ce dernier est destiné à l'alimentation en eau potable de l'agglomération de MAIF.

Il est évident que si $Q_{\text{apport}} > K_p Q_{\text{moy}} h$, le debit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :

$$Q_{\text{moy}} h < Q_{\text{apport}} < K_p Q_{\text{moy}} h \quad (3.1)$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors la pointe de la matinée entre environ 8 heures et 12 heures pour notre cas, où la consommation peut atteindre $K_p Q_{\text{moy}} h$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à debit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$4 \times (K_p Q_{\text{moy}} h - Q_a)$$

Dans notre projet le debit moyen horaire $Q_{\text{moy}} h = 432/24 = 18 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$K_{\text{maxj}} = 1,3 \text{ et } K_{\text{maxh}} = 1,8$$

$$K_p = K_{\text{maxj}} \times K_{\text{maxh}} = 1,3 \times 2,28 = 2,9.$$

$$Q_{\text{apport}} = 21,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Donc : } K_p Q_{\text{moy}} h = 2,9 \times 13,76 = 39,9 \text{ m}^3/\text{h}$$

. Il est évident que :

$$Q_{\text{moy}} h < Q_{\text{apport}} < K_p Q_{\text{moy}} h \quad \text{car : } 18 < 21,96 < 39,9$$

Le volume nécessaire pour l'agglomération de notre région d'étude est égal

$$4 \times (K_p \times Q_{\text{moy}} h - Q_a) = 4 \times [(2,9 \times 18) - 21,96] = 120,96 \text{ m}^3.$$

En tenant en compte le volume de la réserve d'incendie de 120 m³, nous trouvons :

$$V_t = 120,96 + 120 = 240,96 \text{ m}^3, \\ V_r = 240,96 \text{ m}^3$$

Remarque :

Etude des réservoirs

Le volume calculé est estimé à 240.96 m³, donc le réservoir existant R500m³ peut assurer le stockage pour la première zone de l'agglomération MAIF à l'horizon d'étude .

III.6.2 Le cas d'un réservoir alimenté par pompage :

Nous devons vérifier la capacité de stockage de réservoir de la deuxième zone. Dans ce cas l'eau s'écoule à partir de réservoir 5000 m³ d'el affront par refoulement ; Le débit à refoulé est en fonction de la durée de pompage on prend la durée de pompage est égale à 20^H.

(00^h-04^h) dans ce cas le débit sera égal à 65.28 l/s.

tableau III.2: Détermination de la capacité du stockage de la zone 2

Heurs	(%) de	(%) de refoulement	Surplus	Déficit	Résiduel
0-1	1.5	0	0	1.5	0
1-2	1.5	0	0	1.5	-1.5
2-3	1.5	0	0	1.5	-3
3-4	1.5	0	0	1.5	-4.5
4-5	2.5	5	2.5		-2
5-6	3.5	5	1.5		-0.5
6-7	4.5	5	0.5		0
7-8	5.5	5		0.5	-0.5
8-9	6.25	5		1.25	-1.75
9-10	6.25	5		1.25	-3
10-11	6.25	5		1.25	-4.25
11-12	6.25	5		1.25	-5.5
12-13	5	5		0	-5.5
13-14	5	5		0	-5.5
14-15	5.5	5		0.5	-6
15-16	6	5		1	-7
16-17	6	5		1	-8
17-18	5.5	5		0.5	-8.5
18-19	5	5		0	-8.5
19-20	4.5	5	0.5		-8
20-21	4	5	1		-7

Etude des réservoirs

21-22	3	5	2		-5
22-23	2	5	3		-2
23-24	1.5	5	3.5		1.5
TOTAL	100	100			

$Q_{\max, j} = 5640.99 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{8.5 * 5640.99}{100} = 370.41 \text{ m}^3$$

le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 370.41 + 120 = 490.41 \text{ m}^3$

Remarque :

Le volume calculé est estimé à 490.41 m^3 , donc le réservoir projeté $R00 \text{ m}^3$ peut assurer le stockage pour la deuxième zone de l'agglomération MAIF pour notre horizon d'étude .

Si on prend une revanche de $0,76 \text{ m}$ et une hauteur d'eau $H_{\text{eau}} = 5 \text{ m}$ on trouve :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{eau}}}{f * H_{\text{eau}}}} = \sqrt{\frac{4 * 500}{f * 5}} = 11.28 \text{ m.}$$

Nous optons pour une valeur de diamètre du réservoir, en arrondissant la valeur obtenue à 11 m .

CALCUL DE LA HAUTEUR DE LA RESERVE D'INCENDIE POUR CHAQUE RESERVOIR A PROJETE

$$H_{\text{inc}} = \frac{(4 * V_{\text{inc}})}{(f * D^2)} = \frac{(4 * 120)}{(f * 11^2)} = 0.78 \text{ m}$$

III.7- ÉQUIPEMENT DU RESERVOIR :

Chaque réservoir projeté sera équipée par les éléments suivants :

- Conduite de départ et d'alimentation
- Conduite de trop plein
- Conduite de vidange
- Conduite by-pass

Système de matérialisation de la réserve d'incendie

- Trappe d'accès et échelle

On résume les équipements des réservoirs dans le schéma ci-après.

Etude des réservoirs

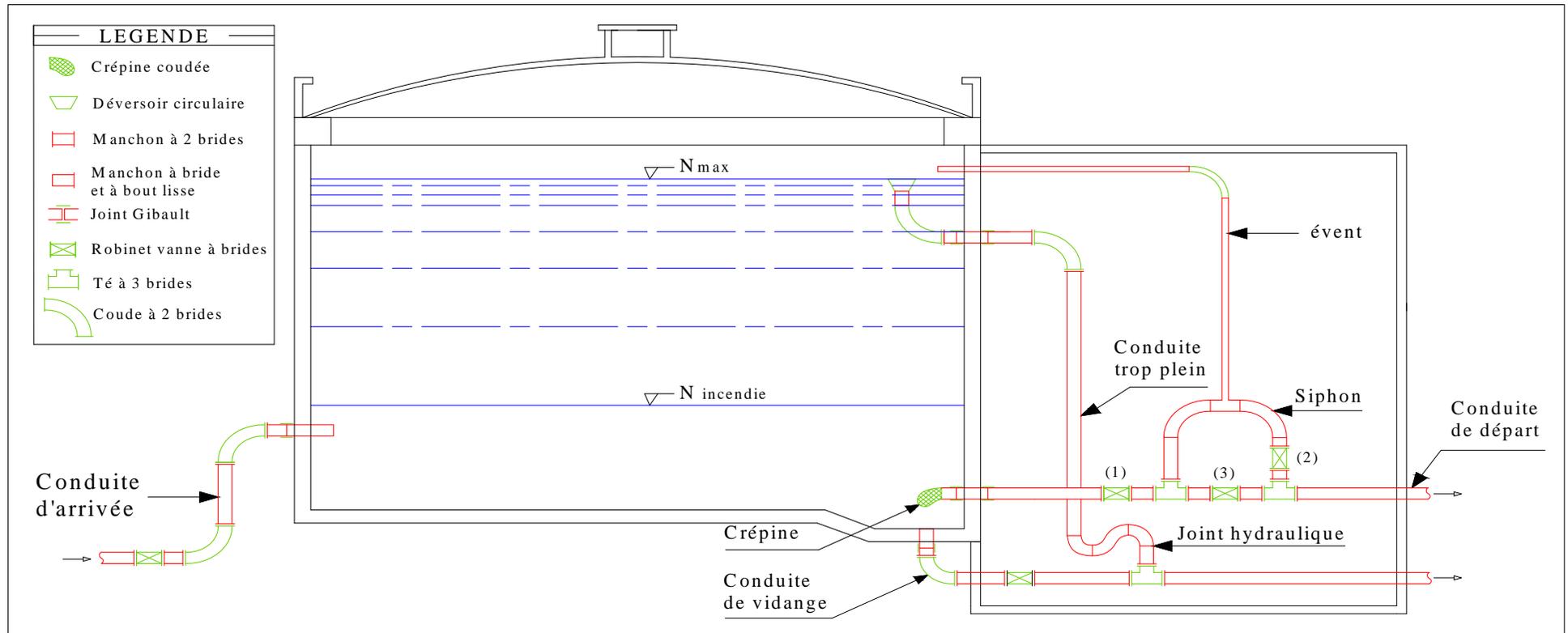


Figure III.2 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III.7.1-Conduite de départ et d'alimentation

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation de réservoir de distribution

à savoir :

- Arrivé par sur verse noyée
- Arrive par sur verse dénoyée
- Arrive par bas latérale
- Arrive par le fond

La conduite de départ est située, à l'opposé de la conduite d'arrivée choisie par le bas latérale, à quelque centimètre dessus du radier (15 cm).

III -7-2-Conduite de trop plein

C'est une conduite qui permet l'évacuation l'excès de l'eau qui arrive au réservoir et empêche l'eau à atteindre le niveau maximum. Elle est dispose à la cuve horizontalement à partir du niveau maximum et ne doit pas comporter de robinet-vanne par contre elle est équipé d'un joint hydraulique.

III.7.3-Conduite de vidange

Située au point le plus bas de radier, Cette conduite permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage et les travaux d'entretien du réservoir. Elle est reliée à la conduite du trop-plein.

III.7.4Conduite by-pass :

Cette conduite existe au niveau de tous les réservoirs unique. C'est pour assurer la continuité de la distribution en cas d'éventuelles opérations effectuées au niveau des cuves

III.7.5-Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut interdire matériellement l'utilisation en service normale et la rendre accessible par une manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité. Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

III.7.6-Trappe d'accès et échelle

Il nous permet l'accès à l'intérieur de réservoir en cas de panne ou d'entretien.

III.8- CONCLUSION :

La détermination de la capacité des réservoirs, nous permet de vérifier si la capacité de stockage de réservoir existant est suffisante pour notre agglomération à l'horizon d'étude.

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.

IV.1-Introduction :

Dans ce chapitre nous allons procéder à la projection du réseau de distribution en eau potable à l'horizon de 2045. 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.

IV.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 (coût 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 (IV.1) ci-dessous nous citons les avantages et les inconvénients de chaque type de matériau.

Tableau IV .1 : Comparaison entre les différents types de matériau.

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
fonte	<ul style="list-style-type: none">-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.	<ul style="list-style-type: none">-les tuyaux en fonte sont très lourds très chers.-risque de déformation des conduites pendant leur transport.-coût très élevé pendant la pose et mauvaise résistance au cisaillement.
Pvc (polychlorure de vinyle)	<ul style="list-style-type: none">-bonne résistance à la corrosion.-disponible sur le marché.-une pose de canalisation facile.	<ul style="list-style-type: none">-risque de rupture.
PEHD (polyéthylène haute densité)	<ul style="list-style-type: none">-bonne résistance à la corrosion.-disponibilité sur le marché.-résistance aux conditions climatiques.-légereté et facilité d'utilisation.-facilité de transport et de stockage.-possibilité de raccordement.-bonne durée de vie élevée.	<ul style="list-style-type: none">-nécessite une grande technicité pour la jonction.

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

IV.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:

IV.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 coté. 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.

IV.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 cotés.

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.

IV.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.

IV.3.4- Les réseaux combinés (ramifiés et maillés):

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) et (2) nous optons pour un réseau de distribution maillé.

IV.3.5- Principe du tracé du réseau maillé :

- 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;

IV.4 Raisonnement hydraulique pour le calcul du système d'alimentation en eau potable à l'horizon 2045:

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 qui sera le support informatique au niveau de la partie expérimentale de notre travail.

Projection du nouveau réseau de distribution

IV.4.1-Détermination des débits (routes et nodaux) :

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 (Qp).
- Cas de pointe plus incendie (Qp+Qinc).

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 : $Q_{pte} = 26.95 \text{ m}^3/\text{h}$.

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 : $Q_{pte} = 352.56 \text{ m}^3/\text{h}$.

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) .

Projection du nouveau réseau de distribution

Q_{conc} : Débit concentré.

Pour les deux zones nous n'avons pas de débit concentré ce qui nous donne donc

Pour la zone (I)

$$Q_{rte} = 7.49 \text{ l/s.}$$

Pour la zone(II) :

$$Q_{rte} = 97.93 \text{ l/s}$$

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) : $\sum l_i = 1399.21\text{m}$ donc $Q_{sp} = 0.00567\text{l/s/ml}$

-Pour la zone(II) : $\sum l_i = 3006.41\text{m}$ donc $Q_{sp} = 0.0325\text{l/s/ml}$.

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.

Projection du nouveau réseau de distribution

Les débits du réseau de distribution de l'agglomération de Maif 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 IV.02 : Récapitulatif des débits de la zone (I).

Heure de pointe (8h à 12h)	Q consommation (l/s)	7.94
	Q concentré (l/s)	0
	Q routes (l/s)	7.94
	$\sum l_i$ (m)	1315.41
	qsp l/s/ml	0.00604

Tableau IV.03 : Récapitulatif des débits de la zone (II).

Heure de pointe (8h à 12h)	Q consommation (l/s)	97.93
	Q concentré (l/s)	0
	Q routes (l/s)	97.93
	$\sum l_i$ (m)	3006.41
	qsp l/s/ml	0.0325

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

Tableau IV.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	198.63	228.4245	0.00603614	1.19895849	0.7688231	/	0.77
	1_3	56.11	64.5265	0.00603614	0.33868782			
2	2_1	198.63	228.4245	0.00603614	1.19895849	2.0957176	/	2.09
	2_3	206.44	237.406	0.00603614	1.24610074			
	2_5	289.32	332.718	0.00603614	1.74637602			
3	3_1	56.11	64.5265	0.00603614	0.33868782	1.3682420	/	1.37
	3_2	206.44	237.406	0.00603614	1.24610074			

Projection du nouveau réseau de distribution

	3_6	170.61	196.2015	0.00603614	0.12186967			
4	4_3	20.19	23.2185	0.00603614	1.02982585	0.6854640	/	0.69
	4_5	27.69	31.8435	0.00603614	0.12186967			
	4_6	179.24	206.126	0.00603614	0.16714072			
	5_4	27.69	31.8435	0.00603614	1.08191773			
5	5_6	167.18	192.257	0.00603614	0.16714072	1.4613193	/	1.46
	5_2	289.32	332.718	0.00603614	1.00912189			
	6_5	167.18	192.257	0.00603614	1.74637602			
6	6_4	179.24	206.126	0.00603614	1.00912189	1.5604327	/	1.56
	6_3	170.61	196.2015	0.00603614	1.08191773			

Tableau IV.05: Calcul des débits routes et nodaux de la zone (II).

Nœuds	tronçon	longueur	Leq	qsp	Qr	Qn
1	1_2	309.05	355.4075	0.032573	10.0669113	10.96
	1_7	211.21	242.8915	0.032573	6.87989751	
	1_5	152.69	175.5935	0.032573	4.97368283	
2	2_1	309.05	355.4075	0.032573	10.0669113	12.81
	2_4	137.95	158.6425	0.032573	4.49354605	
	2_3	339.89	390.8735	0.032573	11.0714851	
3	3_2	339.89	390.8735	0.032573	11.0714851	10.37
	3_4	296.72	341.228	0.032573	9.66527717	
4	4_2	137.95	158.6425	0.032573	4.49354605	12.28
	4_5	319.44	367.356	0.032573	10.4053523	
	4_3	296.72	341.228	0.032573	9.6652771	
5	5_4	319.44	367.356	0.032573	10.4053523	11.46
	5_1	152.69	175.5935	0.032573	4.97368283	
	5_6	231.6	266.34	0.032573	7.54407587	
6	6_5	231.6	266.34	0.032573	7.54407587	12.77
	6_7	215.15	247.4225	0.032573	7.00823801	
	6_9	337.4	388.01	0.032573	10.9903765	

Projection du nouveau réseau de distribution

7	7_1	211.21	242.8915	0.032573	6.87989751	9.21
	7_6	215.15	247.4225	0.032573	7.00823801	
	7_8	138.96	159.804	0.032573	4.52644552	
8	8_7	138.96	159.804	0.032573	4.52644552	7.42
	8_9	316.35	363.8025	0.032573	10.3046995	
9	9_8	316.35	363.8025	0.032573	10.3046995	10.65
	9_6	337.4	388.01	0.032573	10.9903765	

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 (09).

IV.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:

Projection du nouveau réseau de distribution

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.

a-Calcul hydraulique de la zone 1:

Cette zone est caractérisée par un schéma de distribution type maille.

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 :

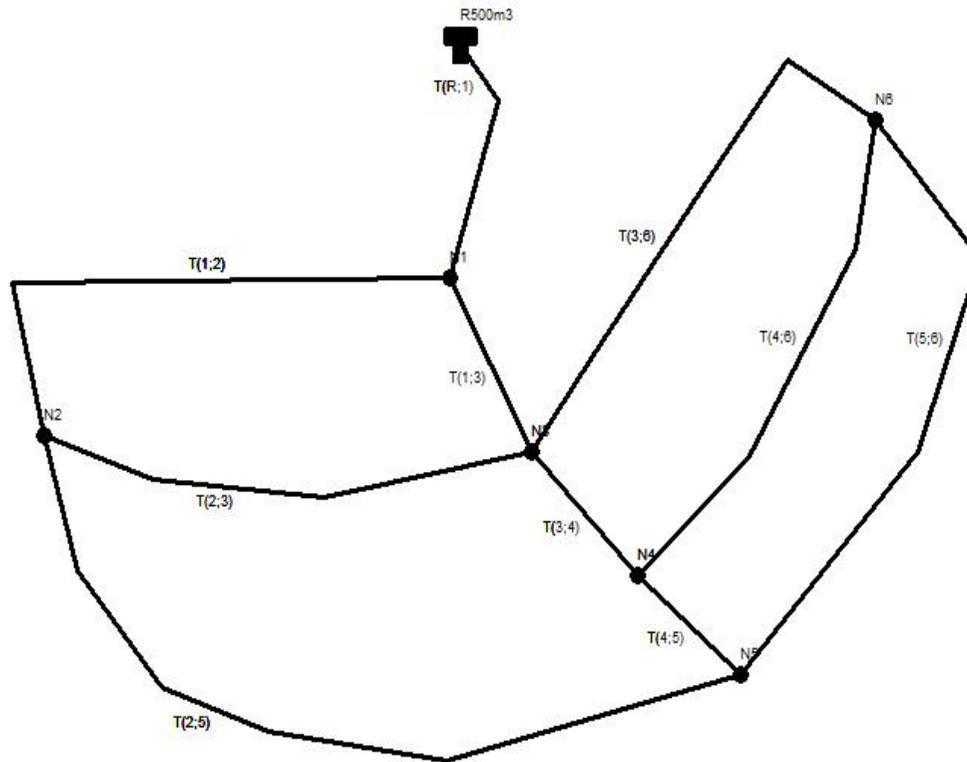
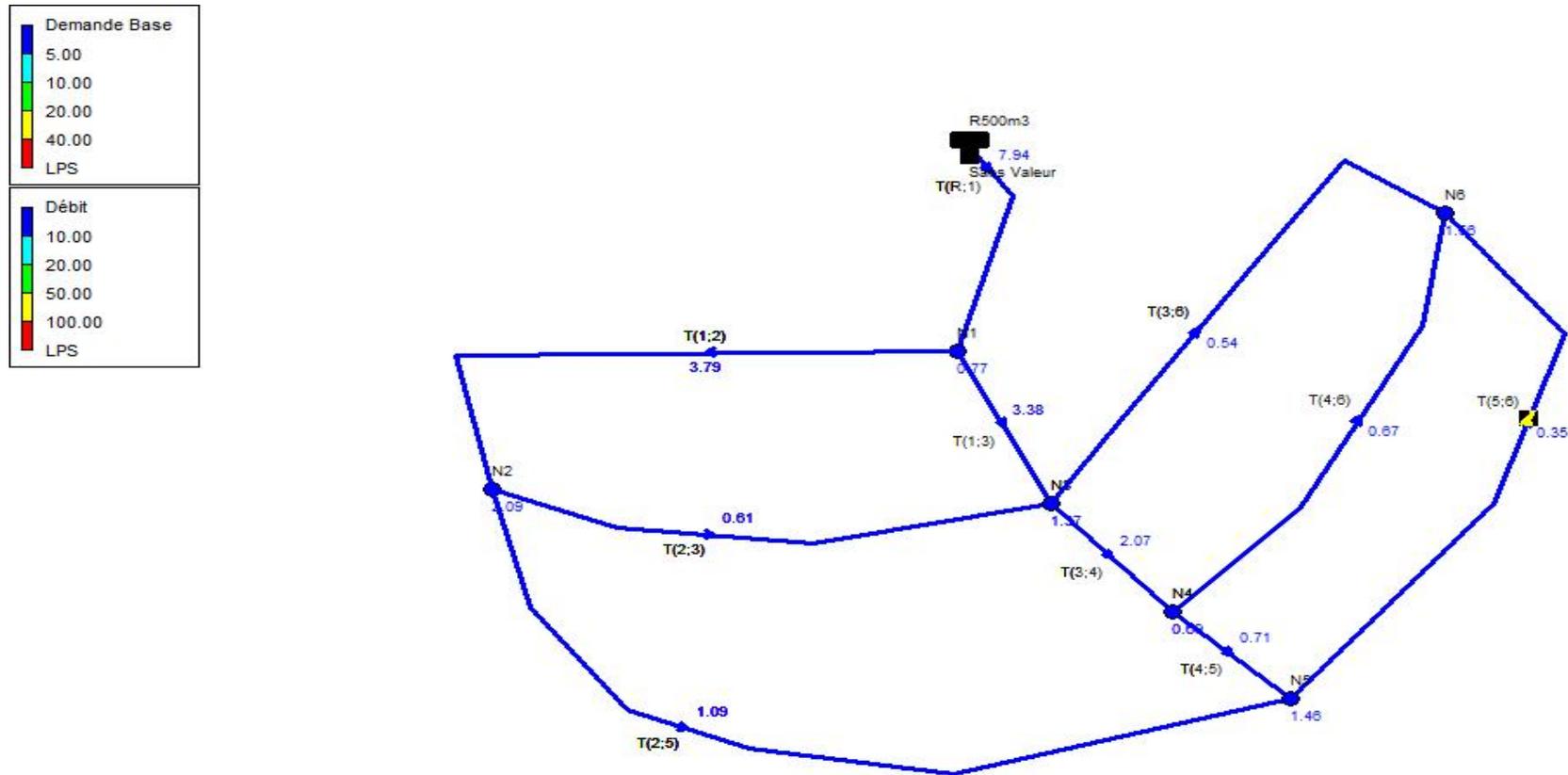


Figure IV.01 : Schéma du réseau de distribution de la zone (1)

Projection du nouveau réseau de distribution



: débit nodal

: débit en route

Figure IV.02 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 1 cas de pointe

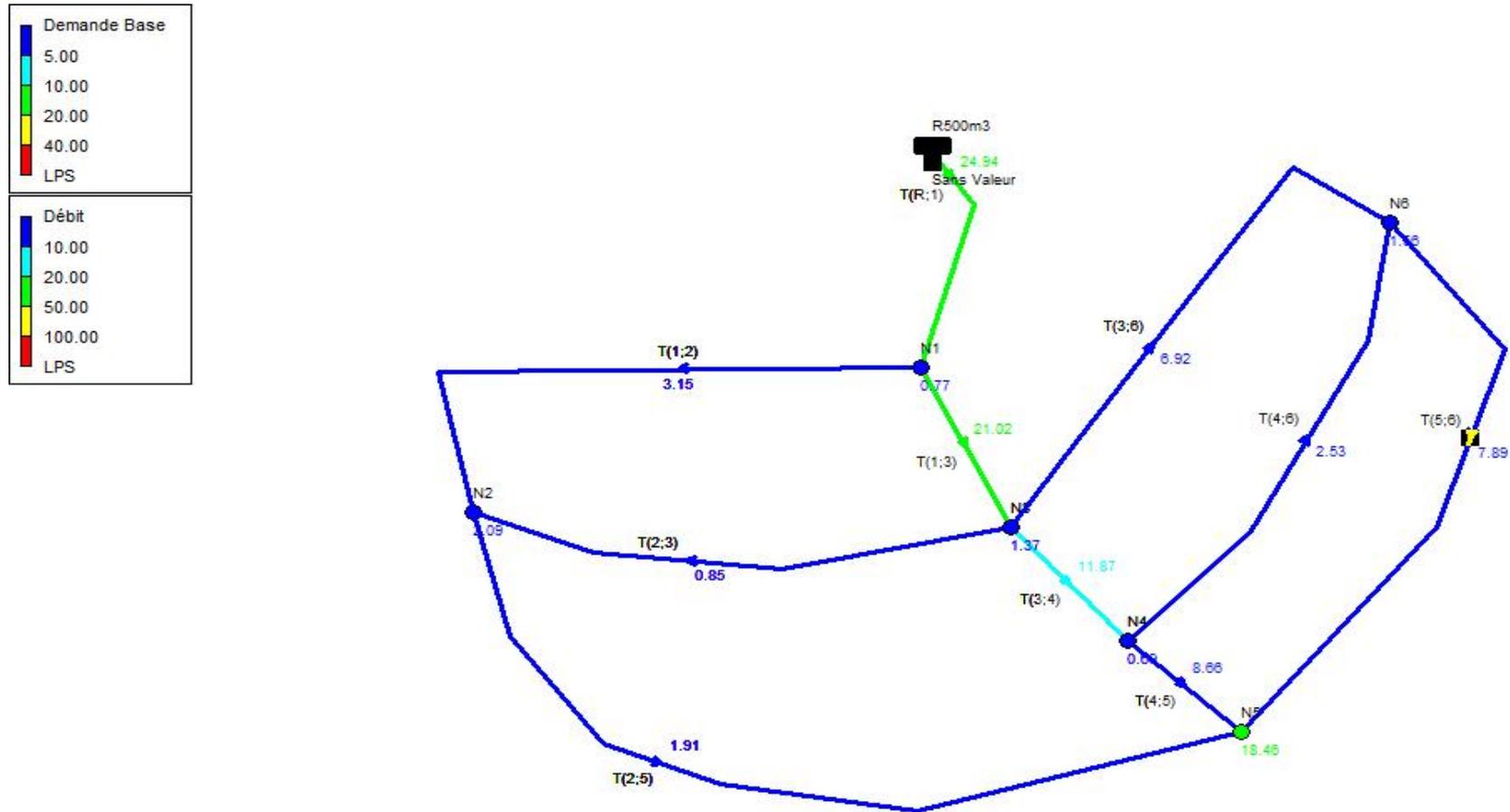


Figure IV.03 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 1 cas de pointe +incendie.

Projection du nouveau réseau de distribution

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°1.

Après avoir introduit les diamètres avantageux dans EPANET, nous avons eu les résultats des deux cas (pointe et pointe+incenie) représentés respectivement dans les tableaux suivantes :

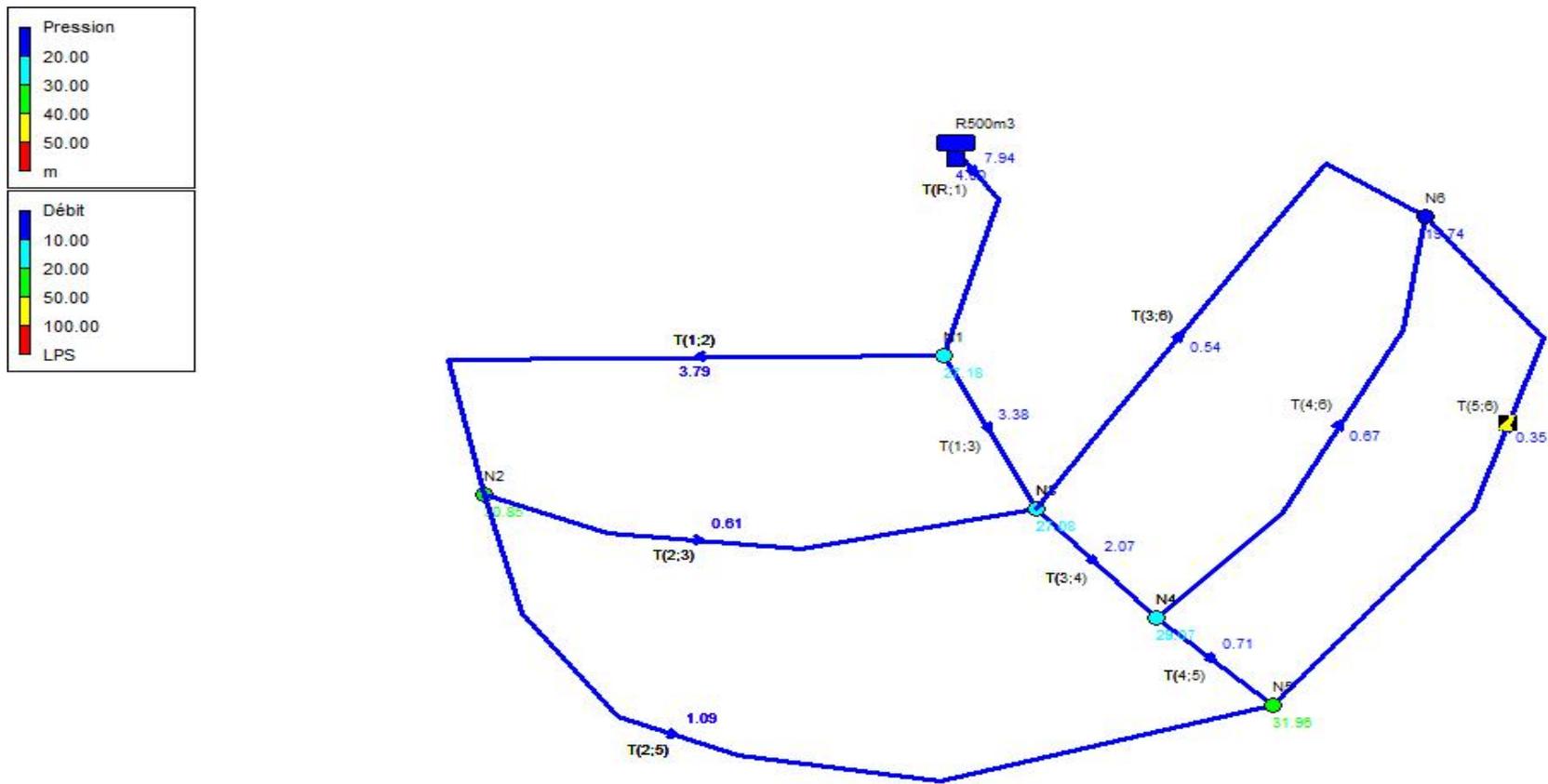
Tableau IV.6- caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe)
de la zone1 :

N° du tuyau	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s	H m/km
Tuyau 1(R-1)	103.57	100	0.1	7.94	1.01	11.64
Tuyau 2(1-3)	56.11	50	0.1	3.38	1.72	77.34
Tuyau 3(3-4)	20.19	50	0.1	2.07	1.06	30.35
Tuyau 4(4-5)	27.69	50	0.1	0.71	0.36	4.09
Tuyau 5(1-2)	198.63	75	0.1	3.79	0.86	12.23
Tuyau 6(2-3)	206.44	40	0.1	0.61	0.48	9.25
Tuyau 7(2-5)	289.32	50	0.1	1.1	0.56	9.11
Tuyau 8(4-6)	179.24	50	0.1	0.67	0.34	3.72
Tuyau 9(5-6)	170.61	40	0.1	0.54	0.43	7.5
Tuyau 10(6-9)	167.18	40	0.1	0.35	0.27	3.31

Tableau IV.7 : Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (1) :

N° du Nœud	Altitude m	Qn l/s	CP m	Pression m
Nœud 1	171.61	0.77	198.79	27.18
Nœud 2	165.51	2.09	196.36	30.85
Nœud 3	167.37	1.37	194.45	27.08
Nœud 4	164.77	0.69	193.84	29.07
Nœud 5	161.77	1.46	193.73	31.96
Nœud 6	173.43	1.56	193.17	19.74
Réservoir 500m ³	196	7.94	200	60

Projection du nouveau réseau de distribution



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

: n° du nœud

Figure IV.4 :Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe.

Projection du nouveau réseau de distribution

Pour le cas pointe + incendie nous obtenons ces résultats :

Tableau IV.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
Tuyau 1(R-1)	103.57	200	0.1	24.94	0.79	3.11
Tuyau 2(1-3)	56.11	150	0.1	21.02	1.19	9.6
Tuyau 3(3-4)	20.19	100	0.1	11.87	1.51	25.18
Tuyau 4(4-5)	27.69	75	0.1	8.66	1.96	59.55
Tuyau 5(1-2)	198.63	75	0.1	3.15	0.71	8.63
Tuyau 6(2-3)	206.44	50	0.1	0.85	0.43	5.7
Tuyau 7(2-5)	289.32	75	0.1	1.91	0.43	3.39
Tuyau 8(4-6)	179.24	75	0.1	2.53	0.57	5.71
Tuyau 9(5-6)	170.61	100	0.1	6.92	0.88	8.98
Tuyau 10(6-9)	167.18	125	0.1	7.89	0.64	3.74

Tableau IV.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	171.61	0.77	199.68	28.07
Noeud 2	165.51	2.09	197.96	32.45
Noeud 3	167.37	1.37	199.14	31.77
Noeud 4	164.77	0.69	198.63	33.86
Noeud 5	161.77	18.46	196.98	35.21
Noeud 6	173.43	1.56	197.61	24.18
Réservoir 500m ³	196	24.94	200	60

Projection du nouveau réseau de distribution

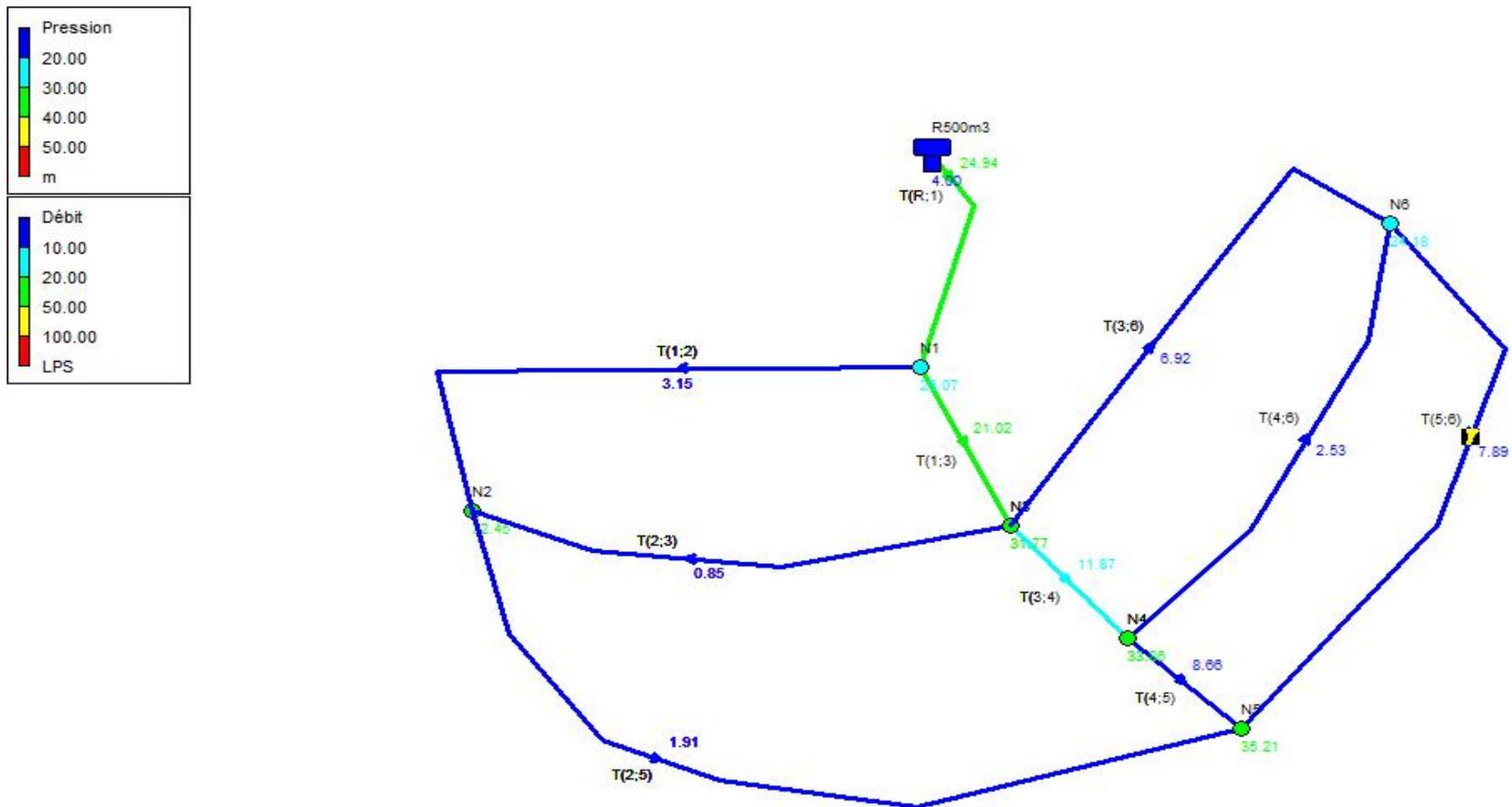


Figure IV.5 :Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe+incendie.

b-Calcul hydraulique de la zone 2:

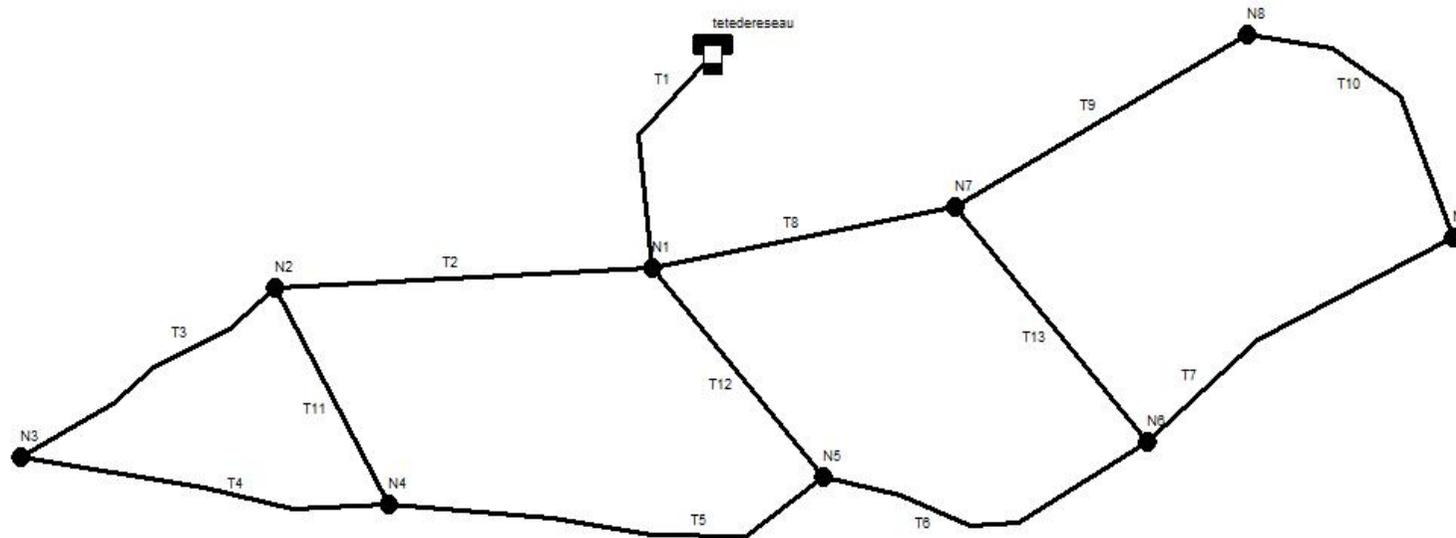
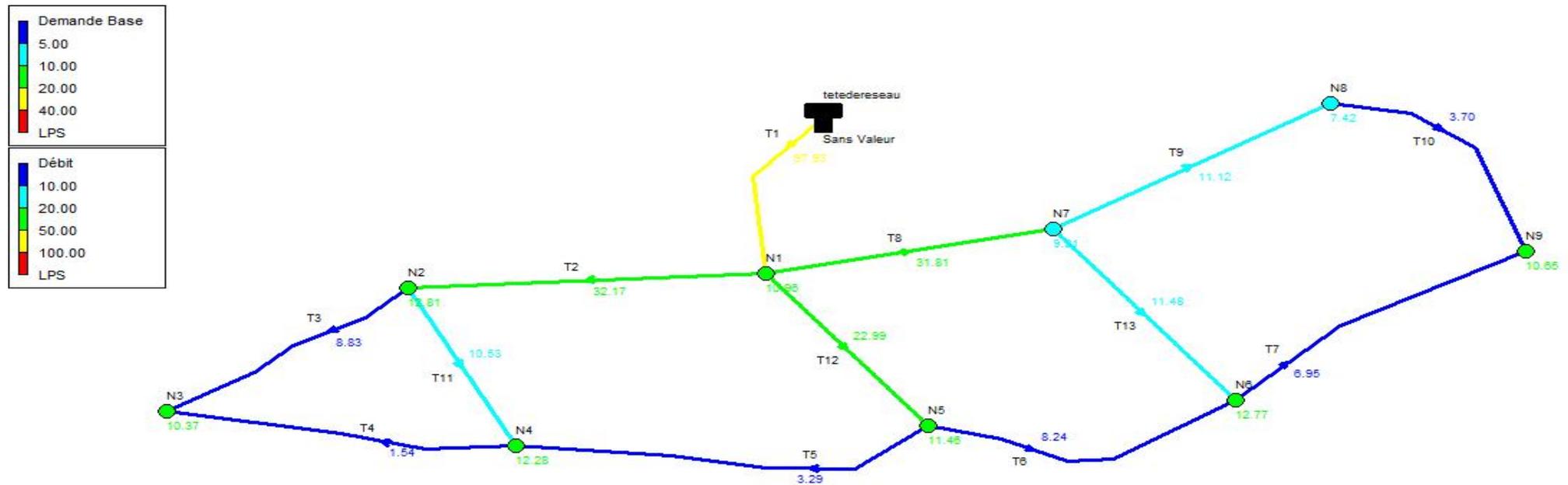


Figure IV.06 : Schéma du réseau de distribution de la zone (2).

Projection du nouveau réseau de distribution



: débit noda

: débit en route

Figure IV .07 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 2 cas de pointe

Projection du nouveau réseau de distribution

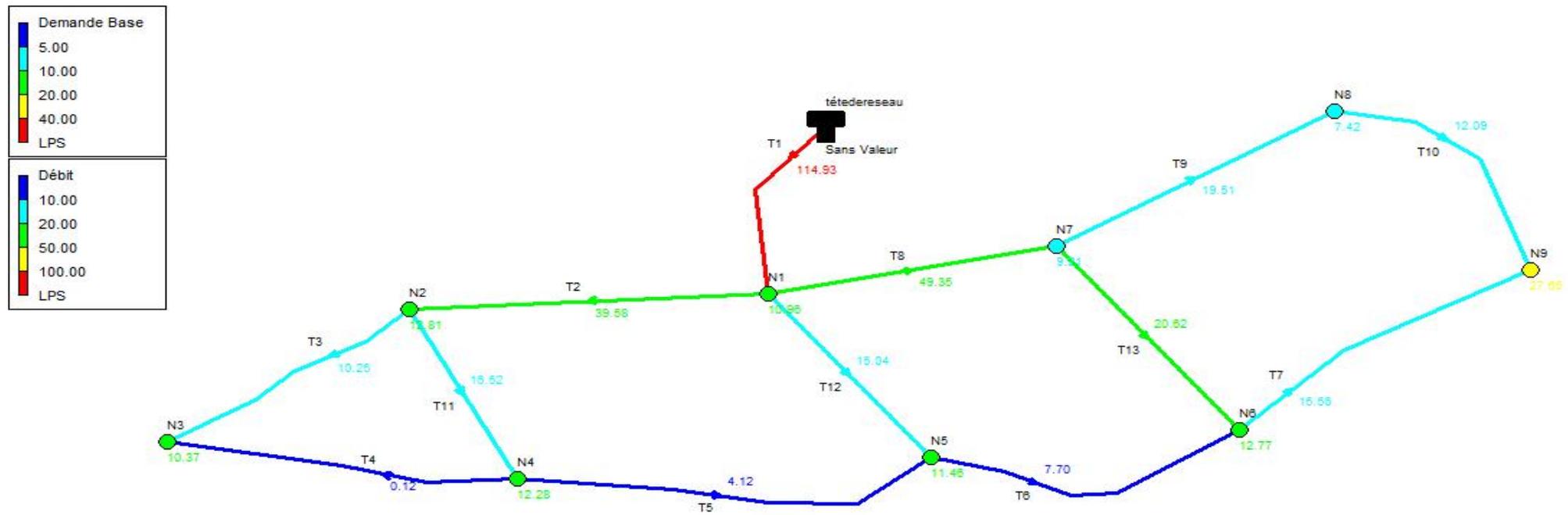


Figure IV.08 Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution de la zone 2 cas de pointe +incendie

Projection du nouveau réseau de distribution

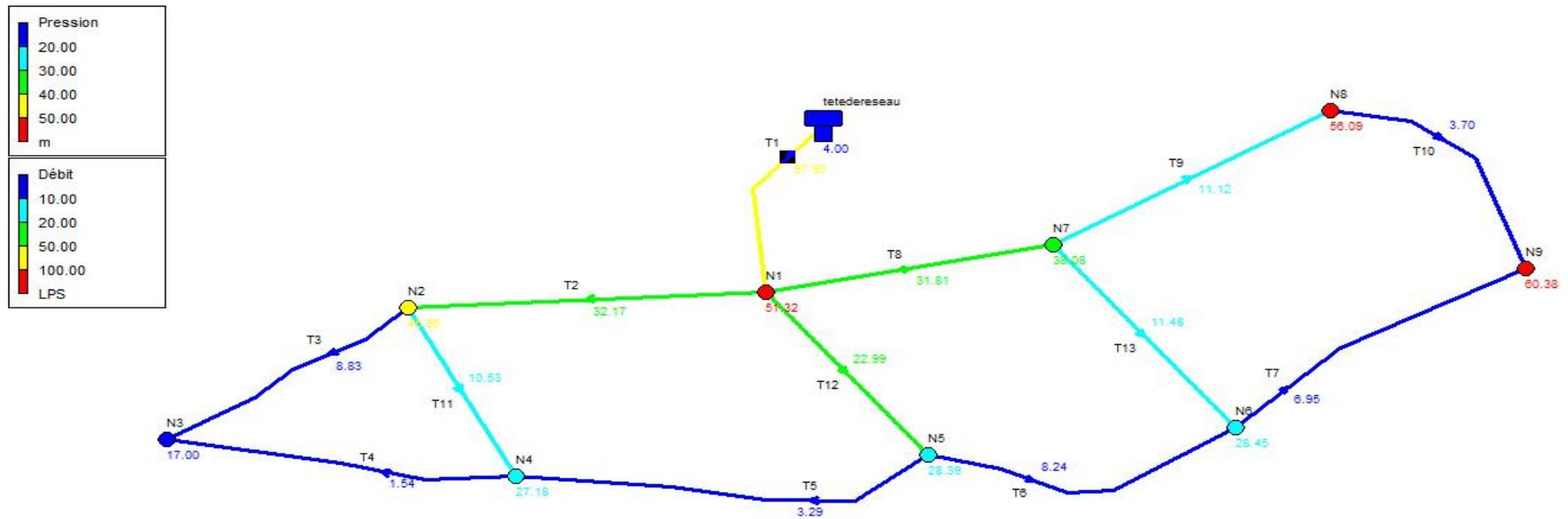
Tableau IV .10- caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe)de la zone2 :

N° du tuyau	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s	ΔH m/km
Tuyau T1	202.84	315	0.1	97.93	1.26	4.29
Tuyau T2	309.05	200	0.1	32.17	1.02	5.06
Tuyau T3	339.89	125	0.1	8.83	0.72	4.62
Tuyau T4	296.72	75	0.1	1.54	0.35	2.29
Tuyau T5	319.44	100	0.1	3.29	0.42	2.23
Tuyau T6	231.6	125	0.1	8.24	0.67	4.06
Tuyau T7	337.4	100	0.1	6.95	0.89	9.04
Tuyau T8	211.21	200	0.1	31.81	1.01	4.95
Tuyau T9	138.96	125	0.1	11.12	0.91	7.16
Tuyau T10	316.35	75	0.1	3.7	0.84	11.68
Tuyau T11	137.95	125	0.1	10.53	0.86	6.46
Tuyau T12	152.69	150	0.1	22.99	1.3	11.4
Tuyau T13	215.15	125	0.1	11.48	0.94	7.61

Tableau IV.11 : Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (1) :

N° du Nœud	Altitude m	Qn l/s	CP m	Pression m
Noeud N1	158.81	10.96	210.13	51.32
Noeud N2	162.72	12.81	208.57	45.85
Noeud N3	190	10.37	207	17
Noeud N4	180.5	12.28	207.68	27.18
Noeud N5	180	11.46	208.39	28.39
Noeud N6	179	12.77	207.45	28.45
Noeud N7	171	9.21	209.08	38.08
Noeud N8	152	7.42	208.09	56.09
Noeud N9	144.02	10.65	204.4	60.38
tete de reseau	207		211	60

Projection du nouveau réseau de distribution



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

: n° du nœud

Figure IV .9 :Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe.

Projection du nouveau réseau de distribution

Tableau IV.12- caractéristiques hydraulique et géométriques des tronçons (cas de pointe) de la zone2 :

N° du tuyau	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s	ΔH m/km
Tuyau T1	202.84	315	0.1	114.93	1.47	5.85
Tuyau T2	309.05	200	0.1	30.16	0.96	4.47
Tuyau T3	339.89	100	0.1	7.14	0.91	9.52
Tuyau T4	296.72	100	0.1	3.23	0.41	2.15
Tuyau T5	319.44	125	0.1	5.3	0.43	1.78
Tuyau T6	231.6	125	0.1	3.39	0.28	0.78
Tuyau T7	337.4	150	0.1	14.66	0.83	4.83
Tuyau T8	211.21	250	0.1	53.66	1.09	4.36
Tuyau T9	138.96	150	0.1	20.41	1.15	9.07
Tuyau T10	316.35	125	0.1	12.99	1.06	9.62
Tuyau T11	137.95	100	0.1	10.21	1.3	18.84
Tuyau T12	152.69	125	0.1	20.14	1.64	22.36
Tuyau T13	215.15	150	0.1	24.05	1.36	12.43

Tableau IV.13 : Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (2) :

N° du Nœud	Altitude m	Qn l/s	CP m	Pression m
Noeud N1	158.81	10.96	209.81	51
Noeud N2	162.72	12.81	208.43	45.71
Noeud N3	190	10.37	205.2	15.2
Noeud N4	180.5	12.28	205.83	25.33
Noeud N5	180	11.46	206.4	26.4
Noeud N6	179	12.77	206.22	27.22
Noeud N7	171	9.21	208.89	37.89
Noeud N8	152	7.42	207.63	55.63
Noeud N9	144.02	27.65	204.59	60.57
tête de reseau	207		211	60

Projection du nouveau réseau de distribution

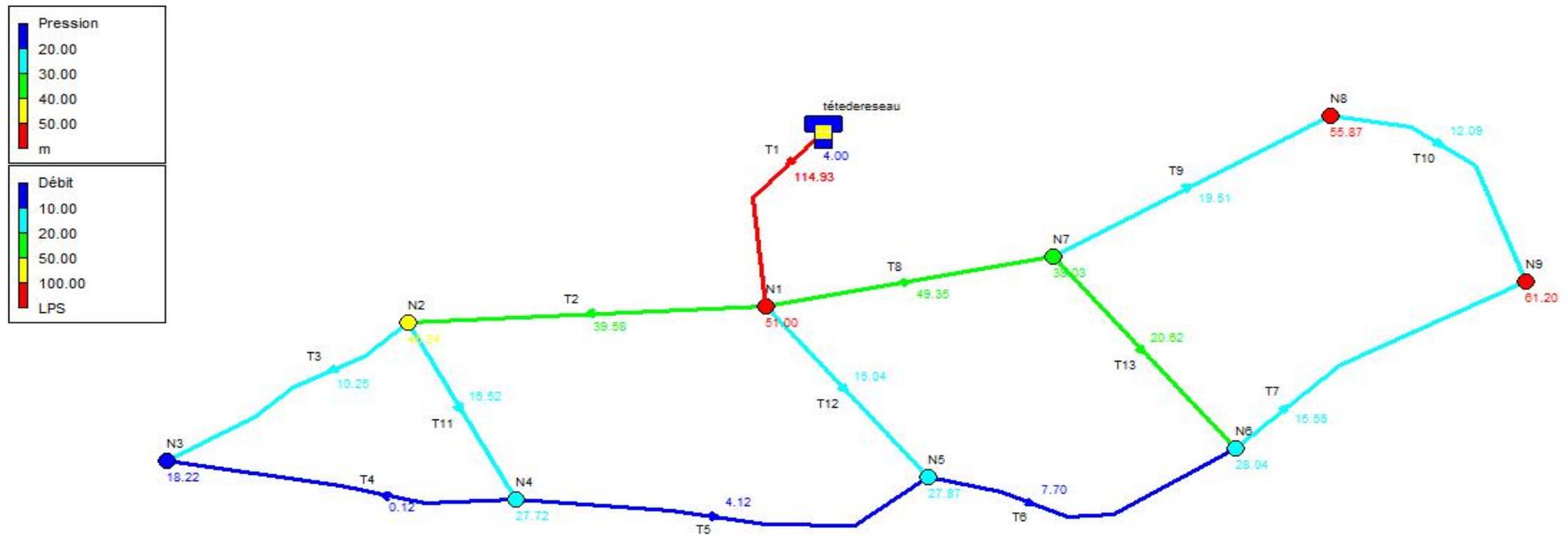


Figure IV.10 : Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe+incendie.

IV.5. Interprétation des résultats :

ZONE 1 :

Pour la simulation sur les conduites en cas (point et point+incendi) nous avons remarqués que les vitesses sont entre 0.5 m/s et 2 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et éviter leurs entartrages. Des vitesses faibles ont été constatées (inferieures à 0,5 m/s) mais ça s'influe pas sur notre réseau de distribution .

nous avons des pressions acceptables (2-6) bars dans tous les nœuds du réseau, donc la répartition des pressions est bonne.

ZONE 2 :

Nous avons remarqué que nous avons des pressions acceptables compris entre 15.2 -60 m.c.e, dans tous les nœuds de réseau, nous constatons que la répartition des pressions est acceptable.

Après avoir fait la simulation, nous avons remarqué que environ 80 des vitesses sont comprises entre 0,5 m/s et 1.8 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et évite l'entartrage.

Nous avons remarqué aussi la présence de certaines vitesses faibles (inférieure à 0,5 m/s), pour remédier à ce problème nous procédons par l'ouverture, soit des vannes de vidange, soit des poteaux d'incendie.

IV.6- 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 04 mailles pour la zone (1) et 4 mailles pour la zone (2). Nous avons constaté également que les vitesses obtenus, sont suffisantes et répondent à la fourchette accepté en hydraulique urbaine.

V.1.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous étudions l'adduction, c'est-à-dire le dimensionnement de réseau des conduites, à partir de la source d'eau (le réservoir d'EL AFFROUN) vers les réservoirs de stockage. Selon le relief de la région à alimenter, nous distinguons une adduction, soit par pompage (refoulement) , soit gravitaire.

V..2 Le choix du tracé :

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Il est basé sur les reconnaissances du terrain, du levé topographique et les résultats des investigations géotechniques. En général, les tronçons longent les routes et les chemins existants.

D'après ce qui précède, il s'avère que le nombre d'obstacles et de singularités à franchir est très important. Une attention particulière devra être portée à ces singularités qui sont principalement les routes nationales (RN) les chemins de wilaya (CW), les oueds, mais aussi les voies ferrées .

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

- La majorité du linéaire des conduites de l'ancien tracé est suivant les routes communales existantes.

V..3 Choix du type du matériau de la tuyauterie :

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.

Etude de l'adduction et pompage

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD (polyéthylène haute densité) 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) .

V..4 Le cheminement de l'adduction projeté :

La première adduction existante , est celle destinée à l'AEP de la zone 1 de notre agglomération MAIF .Elle est représentée comme suit :

- ✓ A partir du réservoir d'el affroun de volume 5000 m³, une conduite d'adduction gravitaire existante de diamètre 300 mm et de longueur de 7.75 Km destinée à l'alimentation de la ville de oued djer . Sur cette conduite un piquage existant réalise à une cote piézométrique ($C_p=215m$) pour alimenter le réservoir de Maif existant de volume 500 m³, avec un débit de 21.64 m³/j au moyen d'une conduite de longueur 4053.3 m et de diamètre de 125 mm. Cette adduction a été réalisée en matériau d'amiante ciment qui est classé comme un matériau cancérigène. Elle est en mauvaise état et présente des fuites irréparables durant la distribution. Nous constatons que la rénovation de cette adduction est la seule solution pour éviter ce matériau et couvrir la demande en eau de l'agglomération.

La seconde adduction projetée, est celle destinée à l'AEP de la zone 2 de notre agglomération MAIF .Elle est représentée comme suit :

- ✓ A partir de la station de reprise de réservoir 5000m³ d'el affroun l'eau est acheminée par refoulement vers le réservoir projetée 500 m³ de cote 270m avec une longueur de 2245.91m,

V..5 Dimensionnement de l'adduction

V..5.1 le calcule hydraulique :

Pour le calcul de diamètre économique de la conduite 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:

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

ε : Rugosité absolue de la conduite

Telque s : la rugosité de la paroi, nous prenons une valeur de 0,1mm pour tous les tronçons

- **Pertes de charge singulières**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....), elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

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

- **Pertes de charge totales (H_t)**

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

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

- **Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt**

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

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

Hg: La hauteur géométrique

H_a : Pertes de charge à l'aspiration

H_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**

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

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:

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

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

e: Prix unitaire d'un KWh imposé par SONEGAS. ($e=2.92 DA$)

- **Frais d'amortissement**

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

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

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

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

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

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,09 = 9\%$$

Pour la zone 2 :

Nous allons faire un renforcement pour satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération de maif. La cote de réservoir projeté 1000m³ (270m) est élevé par rapport de celle de réservoir source 5000m³ (220m), dans ce cas la en impose une adduction en refoulement pour assure le remplissage de réservoir projeté . Dans ce type des adductions l'écoulement est en charge.

V.5.2 Dimensionnement de l'adduction (la Station de reprise –Réservoir de 500 m³ projetée):

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

Q_{exp}: Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max,j}: Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j}=5640.99m³/j .

t: Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{5640.99}{20 * 3600} = 0,078 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$L = 2245.91 \text{ m}.$$

$$H_g = 55.5\text{m}.$$

$$D_{\text{caBonnin}} = 0.279 \text{ m}.$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés

Etude de l'adduction et pompage

dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Calcul de la HMT du tronçon du SR –Réservoir projetée 500 m³.

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)		HL (m)	Ht (m)	Hg (m)	H.M.T (m)
125	0.078	5.95159236	0.0189	613.07201	705.03282	55.5	760.532816
160	0.078	3.88136943	0.0178	191.85067	220.62827	55.5	276.128274
200	0.078	2.48407643	0.0169	59.687029	68.640084	55.5	124.140084
250	0.078	1.58980892	0.0161	18.632412	21.427273	55.5	76.9272734
315	0.078	1.00139136	0.0154	5.6119164	6.4537038	55.5	61.9537038
400	0.078	0.62101911	0.0146	1.6113732	1.8530792	55.5	57.3530792
500	0.078	0.39745223	0.0139	0.502699	0.5781038	55.5	56.0781038

Tableau V.2 : Calcul des frais d'amortissement du SR–Réservoir projetée 500 m³.

Diamètre en (mm)	A(%)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	F amorti (DA)
125	0.099	934.26	2245.91	2098263.88	207728.124
160	0.099	1526.93	2245.91	3429347.36	339505.388
200	0.099	2 397.85	2245.91	5385355.29	533150.174
250	0.099	3 709.88	2245.91	8332056.59	824873.602
315	0.099	5 881.51	2245.91	13209342.1	1307724.87
400	0.099	9500.90	2245.91	21338166.3	2112478.47
500	0.099	14 816.89	2245.91	33277401.4	3294462.74

Etude de l'adduction et pompage

Tableau V.3 : Calcul des frais d'exploitation du SR-Réservoir projetée de 500 m³.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploita (DA)
125	760.53282	609.60415	4450110.3	12994322.1
160	276.12827	221.33028	1615711.05	4717876.28
200	124.14008	99.504333	726381.63	2121034.36
250	76.927273	61.660962	450125.024	1314365.07
315	61.953704	49.658916	362510.085	1058529.45
400	57.353079	45.971291	335590.422	979924.032
500	56.078104	44.949336	328130.151	958140.04

Tableau V.4 : Bilan total de la conduite de refoulement SR –Réservoir de 500 m³ projetée.

Diamètre (mm)	F exploita (DA)	F amorti (DA)	Bilan (DA)
125	12994322.1	207728.124	13202050.22
160	4717876.28	339505.388	5057381.668
200	2121034.36	533150.174	2654184.534
250	1314365.07	824873.602	2139238.672
315	1058529.45	1307724.87	2366254.32
400	979924.032	2112478.47	3092402.502
500	958140.04	3294462.74	4252602.78

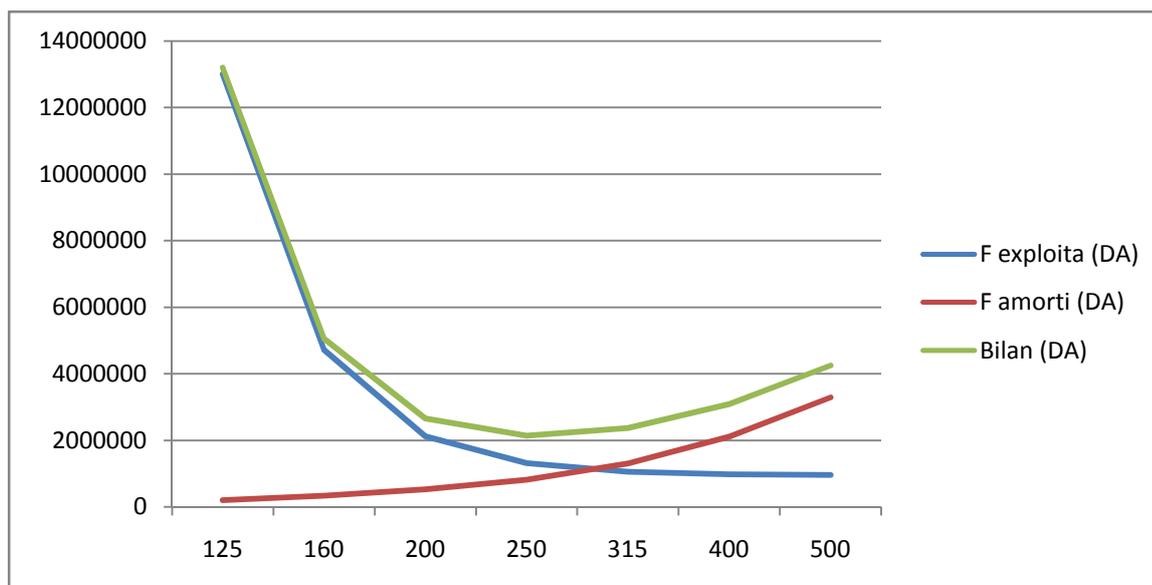


Figure V.1 : Schéma des frais du bilan total et exploitation et amortissement.

D'après le graphe et le tableau du bilan total qui est représenté au-dessous, on a conclu que le diamètre économique de la conduite de refoulement de la longueur de 2245.91 m est de 250mm, avec une vitesse d'écoulement de $V = 1,59$ m/s et $HMT = 76.93$ m

V.-5-3 : Calcul de diamètre avantageux de la conduite gravitaire

V -5-3-1 : Détermination du diamètre avantageux :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^5}{D_{av}^m}$$

(III-17)

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_v} \quad (5.14)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_v} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Etude de l'adduction et pompage

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

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

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

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients **K'**, **m** et **S** sont donnés dans le tableau III-9.

Tableau V-5: Coefficients K', m, S pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	m	S
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 :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^S}{\Delta H_t}} \quad (5.15)$$

Dans notre cas, on prend : **K'**=0,001052; **S** = 2 ; **m** =4,772 (**matériaux : PEHD**).

➤ 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 :

$$Q = V * S \quad \text{Ainsi:} \quad V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \quad (5.16)$$

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)

V-5-3-2 : Dimensionnement de tronçon (R1-SR) :

- **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_{r_{R1}} - C_{tp_{sp}}$$

$$\Delta H_d = 220 - 219.5 = 0.5m$$

- **Calcul du gradient hydraulique (I):**

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{0.5}{12.06} = 0,041m/ml$$

Les résultats trouvés pour le calcul de diamètre avantageux de tronçon Réservoir 5000m³ (R1) et la station de pompage est dans le tableau suivant:

Tableau V-6: Diamètre calculé

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	H _i (m)	D _{calculé} (mm)
R1_SR	65.29	10.49	12.06	0.041	0.5	0.147

- **Normalisation des diamètres avantageux :**

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Sachant que la cote piézométrique de réservoir 5000 m³ égale à 226 mce .

Tableau V-7: Diamètre normalisé

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L _{eq}	H _i (m)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)
R1_SR	65.29	250	1.33	12.06	0.04	225.96	219.5	6.46

Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement de conduite gravitaire est dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Frais d'investissement de conduite gravitaire.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
250	721.62	4255	3070493.1
Investissement			3070493.1

Pour la zone 1 :

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 la conduite en charge.

Au terme de nos calcul on déduit que pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations d'El Maif, Beni Djemaa, Oued Djer et El Hachem jusqu'au long terme, il ya lieu d'assurer quotidiennement un apport équivalent à :

- Oued Djer : $Q_{maxj} = 2157,45 \text{ m}^3/j$.
- El Hachem : $Q_{maxj} = 1006,11 \text{ m}^3/j$.
- Beni Djemaa : $Q_{maxj} = 1134,95 \text{ m}^3/j$.
- El Maif : $Q_{maxj} = 610,63 \text{ m}^3/j$.

Remarque : Les besoins en eau des agglomérations Beni Djemaa, Oued Djer et El Hachem nous a été communiqué par la DRE de Blida.

V-5-3-3 : Dimensionnement de tronçons (réservoir 5000m³ d'el affroun R1 – réservoir 500m³ de MAIF R2):

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{RR1} - C_{RR2}$$

$$\Delta H_d = 220 - 196 = 24m$$

- Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{24}{8916.29} = 0,0027m/ml$$

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Etude de l'adduction et pompage

Tableau V-9: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	H _i (m)	D _{calculé} (mm)
R1_A	54.75	3700	4255	0.0027	11.49	0.243
A_R2	6.1	4053.3	4661.29	0.0027	12.58	0.100

- **Normalisation des diamètres avantageux :**

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Sachant que la cote piézométrique de réservoir 5000 m³ égale à 226 mce .

Tableau V-10: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L _{eq}	H _i (m)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)
R1_A	54.75	250	1.12	4255	10.02	215.98	125.4	90.58
A_R2	6.1	110	0.65	4661.29	6.85	200.45	196	4.45

Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau V.11 :Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
250	721.62	4255	3070493.1
110	3 709.88	4661.29	17292826.5
Investissement			20363319.6

V.6 Etude de pompage :

V.6 .1 Introduction :

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînants.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté quatre stations de pompages.

V.6 .2- Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de reprise :

Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les étapes suivantes :

- ❖ Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- ❖ Il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- ❖ Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- ❖ Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- ❖ Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.
- ❖ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
 - b) Prévoir une plate forme avec un revêtement routier.
 - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate forme de 0,15 à 0,5m.
 - e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.6 .3- Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- 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.

V.6 .4- Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.6 .5- 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.

V-6-5.1- Refoulement : SR - Reservoir projeté 500m³ :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-12):

Tableau V-12- : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	280.8	76.93	PM150/3B	79.6	1450	4	58.3	2.94	150
2	140.4	76.93	PM125/4C	76	1450	4	45	1.84	125
3	93.6	76.93	PM100/2E	75.4	2900	2	45	3.32	100

A partir du tableau (V-12), on déduit que la variante d'une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

Conclusion:

On opte à (01) pompe, en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM150/3B.CAPRARI**

V-6-4- Courbe caractéristique de la pompe [11]:

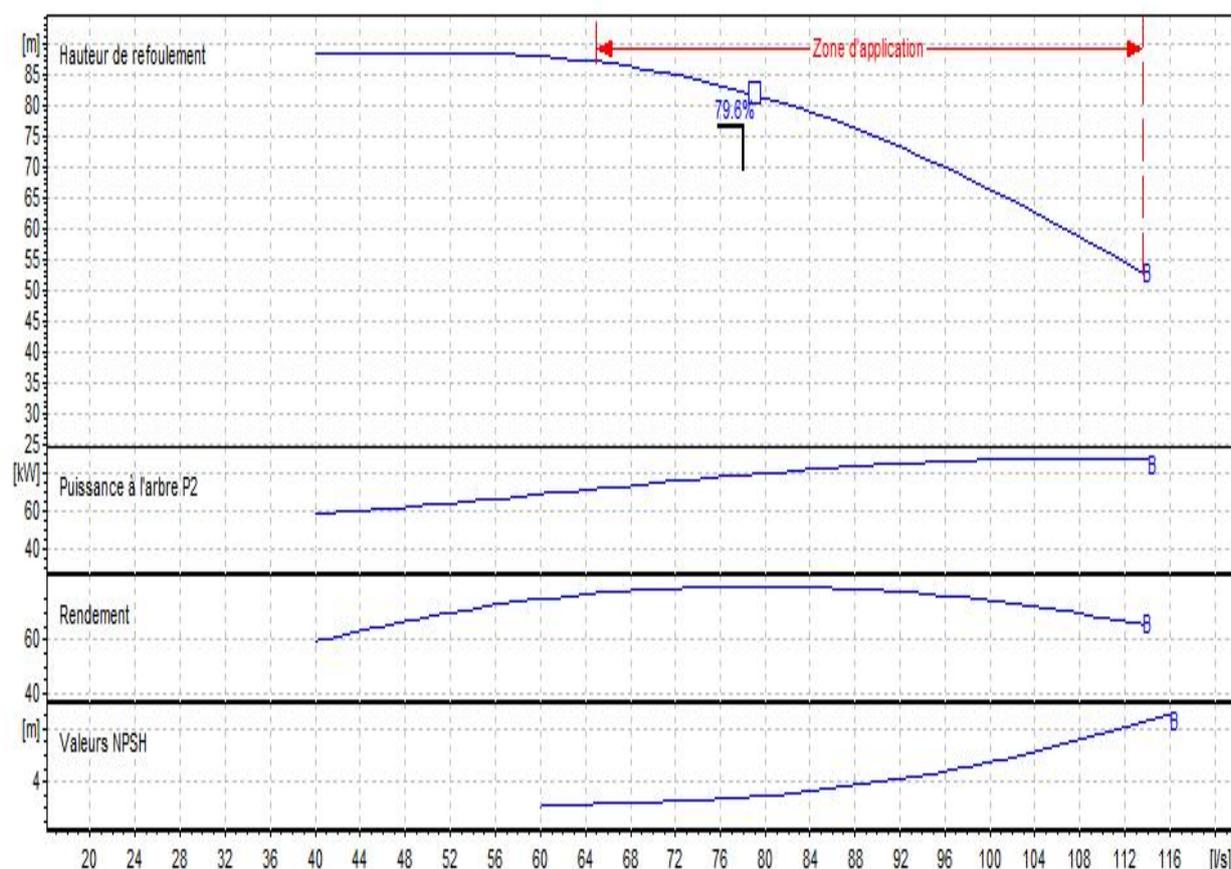


Figure V-2: Courbe caractéristique de la pompe.

V-6-6- Points de fonctionnement de la pompe :

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

Etude de l'adduction et pompage

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (5.17)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (5.18)$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (5.19)$$

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,0161$ pour $D = 250\text{mm}$, (voir chapitre III) ;

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

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

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

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

V-6-6-1- Refoulement : SR - Réservoir projeté 500m³ :

Tableau V-13: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir 500m³ projetée)

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	55.5	2245.91	250	0.0161	0	0	55.5
2	20	55.5	2245.91	250	0.0161	0.1432692	0.1575961	55.657596
3	40	55.5	2245.91	250	0.0161	0.5730768	0.6303845	56.130385
4	60	55.5	2245.91	250	0.0161	1.2894228	1.4183651	56.918365
5	80	55.5	2245.91	250	0.0161	2.2923073	2.521538	58.021538
6	100	55.5	2245.91	250	0.0161	3.5817301	3.9399031	59.439903
7	120	55.5	2245.91	250	0.0161	5.1576914	5.6734605	61.173461
8	200	55.5	2245.91	250	0.0161	14.326921	15.759613	71.259613
9	300	55.5	2245.91	250	0.0161	32.235571	35.459128	90.959128
10	400	55.5	2245.91	250	0.0161	57.307682	63.03845	118.53845

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 250 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 280.8 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 82 \text{ m} > H_{app} = 76.93 \text{ m} \end{cases}$$

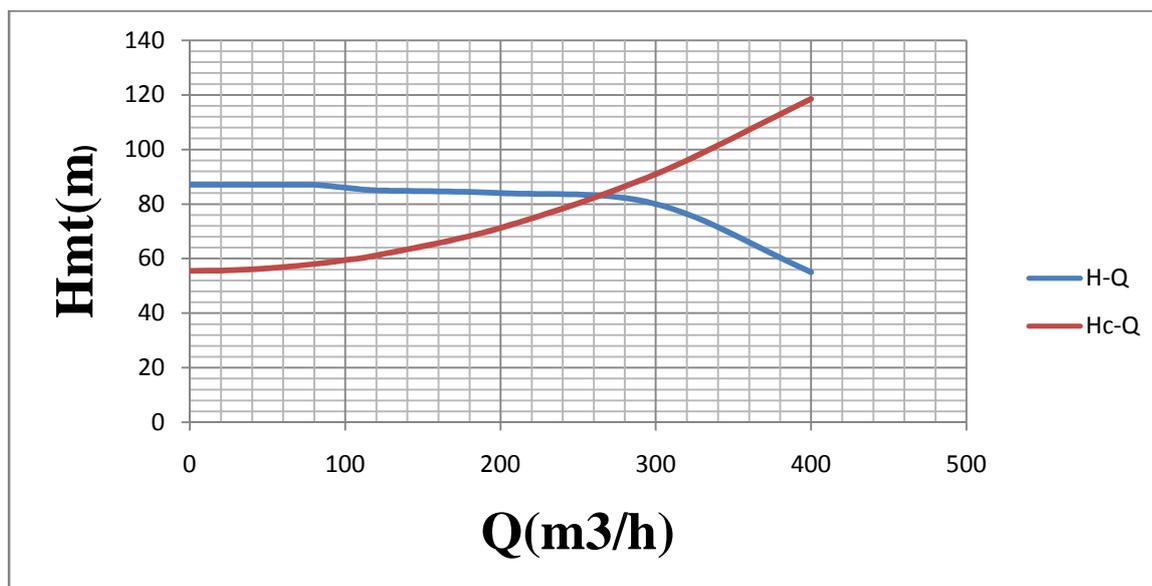


Figure (V-3) : Point de fonctionnement de la pompe de SP

V-6-7- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

A- Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet

vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$y_{ap,van}^{inst} = y_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (5.20)$$

Etude de l'adduction et pompage

$y_{inst\ ap, van}$: rendement de l'installation après le vannage (%);

$y_{inst\ av, van}$: rendement de l'installation avant le vannage (%);

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m);

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (5.21)$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m).

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (5.22)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D' * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (5.23)$$

Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

D' : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

*Rendement de rognage

$$R = (1-m)*100 \quad (5.24)$$

R : rendement de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (5.25)$$

Etude de l'adduction et pompage

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (5.26)$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, le rognage et la vitesse de rotation.

V-6-7-1- Refoulement : SR - Réservoir projeté 500m³ projetée :

On a $Q_{app} > Q_{Pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

- L nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1450 \frac{280.8}{250} = 1628.64 \text{ Tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

Etude de l'adduction et pompage

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

- L'équation de la droite de rognage est telle que: $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{76.93}{280.8^2} = 0,001$$

- Le rendement après la similitude est : **79.6 %** (figure V-14).
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 280.8 * 76.93}{0,796 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{73,95 \text{ Kw}}$.

Conclusion :

On opte pour un réglage qualitatif car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

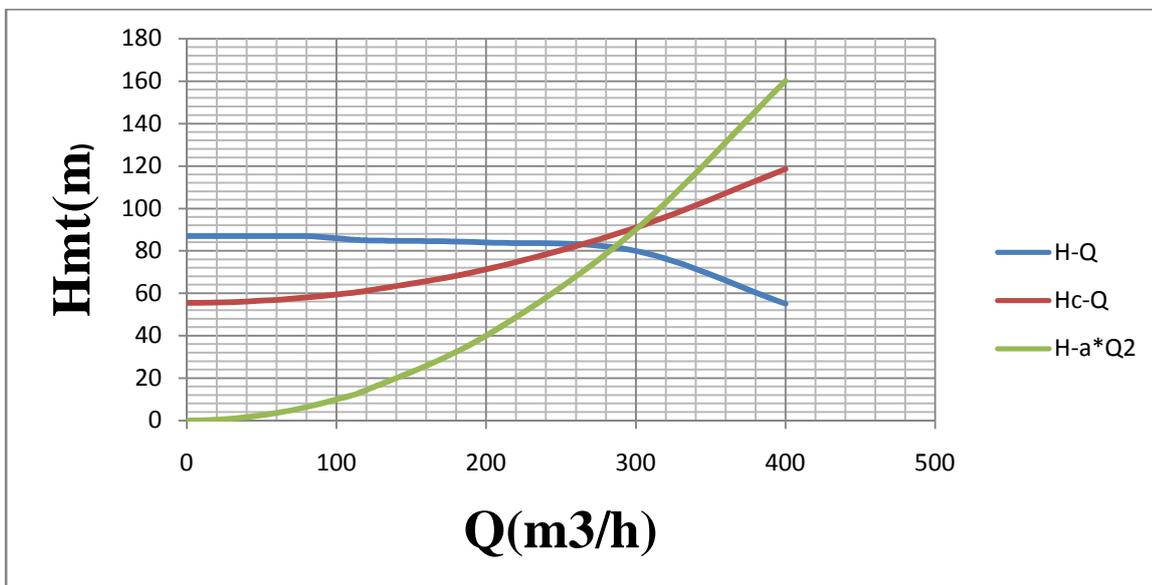


Figure (V-4) : Mode de réglage de SP – réservoir projetée 500m³ projetée

V-6-8 Choix du moteur électrique :

✓ Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

Etude de l'adduction et pompage

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

✓ Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

Où :

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{\text{mot}} = 1650 \text{ tr/min.}$

✓ Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\%_0 * Q_{app} * HMT * K}{y_p * y_{acc} * y_m}$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{App} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

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

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

On prend : $\eta_m = 93 \%$.

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

Tableau V.14 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (KW)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	$\succ 200$
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

Refolement : SR - Réservoir 500 m³ projetée :

a) Puissance du moteur :

- Le rendement après réglage est : 79.6%.
- La hauteur manométrique totale est : 76.93 m.
- Le débit d'une pompe est : 78 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 80.1 KW $\Rightarrow K = 1,15$.
- La puissance du moteur est :

$$AN: P_m = \frac{9810 * 78 * 76.93 * 1.15}{0,796 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 98328229.2 \text{ KW.}$$

b) Caractéristiques du moteur :

- Fréquence : 50Hz.
- Tension nominale : 400V.
- vitesse nominale : 1650tr/min.
- Nombre de pôles : 4.
- Puissance nominal : 90KW.
- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~.
- Degré de protection IP 55.

V.6.9 Etude de la cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

La condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (5.27)$$

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

On prend : $r = 0,4 \text{ m}$.

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

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

Etude de l'adduction et pompage

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (5.28)$$

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

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$.

Avec : H : altitude de la station.

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

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

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

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

Donc : $T_v = 0.24$ (mec).

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

$$\Delta h_{asp} = (1,05 - 1,10) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (5.29)$$

- Δh_{asp}^{lin} Elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{f.D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN \ 2 \quad (5.30)$$

Avec : DN2 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

✓ Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (5.31)$

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

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

a) Refoulement : SR- Réservoir de 500 m³ projetée :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2.94\text{m}$.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 219.5 = 10.02\text{m}$.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24\text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN\ 2$

Donc : $D_a = 1,2 * 200 \Rightarrow D_a = 240\text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 280.8}{3,14 * 0,24^2} \Rightarrow V_a = 1,72\text{ m/s}$.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 10}{1000} = 0.1\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,115\text{ m}$.

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 2.94 + 0,3 + 0.24 + \frac{1.72^2}{2 * 9.81} - 10.02 + 0.115 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = - 6.27\text{ m}.$$

- changement de type d'installation :

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10.02 - 0,3 - 0.24 - \frac{1.72^2}{2 * 9.81} - 2.94 - 0,115 = 6.27\text{ m}.$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 219.5 + 0.1 - 6.27$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 213.33\text{ m}.$$

V.6 .10 Dimensionnement du bâtiment :

➤ La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5.$$

h_1 : Distance vertical: $h_1 = h_p + h_{socle} + h_{reserve}$

$$h_{réserve} = 0,5\text{ m}.$$

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

Etude de l'adduction et pompage

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 541 mm = 0.541 m.

$$h_1 = 0.541 + 0,5 + 0,6 = 1,641$$

$$h_1 = 1.641 \text{ m.}$$

h_2 : Hauteur réservée à l'homme.

$$h_2 = 2,2 \text{ m.}$$

h_3 : Hauteur de chariot.

$$h_3 = 0,3 \text{ m.}$$

h_4 : Hauteur profilée.

$$h_4 = 0,8 \text{ m.}$$

h_5 : Hauteur de sécurité.

$$h_5 = 0,5 \text{ m.}$$

Donc :

$$H_b = 1.641 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = \mathbf{5.441 \text{ m.}}$$

➤ **Largeur du bâtiment :**

$$L_b = l_p + l_{asp} + l_{sin} + l_c + l_r$$

l_r : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend : $l_r = 1 \text{ m.}$

l_p : Largeur de la pompe = 750 mm = 0.750m.

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

$$L_c = 0,136 \text{ m, } l_{tr} = 0,5 \text{ m, } De = 0,3 \text{ m.}$$

Pour le refoulement nous avons :

$$L_{tr} = 0,5 \text{ m ; } l_d = 0.2 \text{ m.}$$

Donc :

$$L_b = (0.75 + 1)*2 + 0,136 + 0,3 + 0,5 + 0.2 + 0,5 + 0,31 = \mathbf{5.45 \text{ m.}}$$

➤ **La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = np.L + l_{int} + l_p.f + l_r$$

Avec :

np : nombre de pompes = 2 pompes ;

L : Longueur de la pompe+ moteur ;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines ;

$l_p.f$: Longueur de la plateforme ;

L_p : Surface du bureau du personnel ;

$$L_b = 2. (1.709) + (0,5.2) + 1,5 + 2 = \mathbf{7.92m.}$$

➤ **Dimensions des portes :**

- porte principale :3×3.
- Porte secondaire :2,5×1,6.

➤ **Dimensionnement des fenêtres:**

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

$$\sum S_f = 0,15 * 17 * 12 \Rightarrow \sum S_f = 30,6 \text{ m}^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = S_F / S_f \dots\dots\dots (5.32)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_F : la surface éclairée par les fenêtres ;

S_f : la surface d'une seule fenêtre, S_f = (1,2 * 2,2) m² ;

$$n = \frac{30,6}{1,2 * 2,2} = 11,59 ; \quad \text{on prend } n = 12$$

V.6 .11 Équipements en amont de la pompe :

V.6 .11.1 Conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

➤ **Joints :**

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder

aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

➤ **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ **Convergent d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

➤ **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

V.6 .11.2 Equipements en aval de la pompe :

➤ **Divergent :**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible.

➤ **Clapet de non-retour :**

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

➤ **Joint de démontage :**

➤ Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ **Vanne de régulation :**

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé.

➤ **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ **Conduite de refoulement :**

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

➤ **Collecteur de refoulement :**

Il sert à véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

➤ **Le by-pass :**

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ **Soupape de décharge :**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

V.6 .12 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.

VI .1 Introduction :

Après le dimensionnement du réseau d'adduction, l'objectif de ce chapitre est de le protéger contre le régime transitoire créé soit par arrêt de la pompe soit par manœuvre des robinets vannes installés sur ces conduites. Cette protection a pour rôle essentiel d'assurer la longévité et l'entretien des canalisations. Ce travail intéresse tout le réseau d'adduction gravitaire et de refoulement.

VI .2 Définitions du coup de bélier :

- Le coup de bélier, particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites suite à des modifications rapides du régime d'écoulement.

- Toutes modifications rapides dans le régime d'écoulement d'une conduite en charge engendrent une série d'ondes de pression qui se propage le long de la canalisation et se réfléchit aux extrémités de celle-ci. Ces trains d'ondes entraînent des variations de pressions s'ajoutant algébriquement à la pression normale initiale régnant en chaque point. Il peut en résulter donc soit des surpressions dangereuses pour la conduite et son équipement accessoire, soit des dépressions, qui se traduisent par des cavitations. Ce phénomène transitoire, s'appelle communément « *coup de bélier* ».

- C'est le nom que nous donnons à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VI .3 Les principales causes du phénomène :

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;

- L'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;

- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;

- Démarrage simultané ou séparé d'un ou plusieurs groupes électropompes.

VI .4 Les risques dus aux coups de bélier :

- Eclatement de la conduite par surpression ;
- Ecrasement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Déboîtement de la conduite et rupture des joints ;
- Détérioration des accessoires (groupes, vannes, et robinet).

VI .5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier en refoulement :

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu.

Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite.

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier : (Nous prenons comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : $2 L/c$)

➤ Première phase :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « c ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/c .

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

➤ Deuxième phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/c (c'est-à-dire $2L/c$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

➤ Troisième phase :

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va

Protection des adductions contre le coup de bélier

parcourir la conduite dans le sens pompe- réservoir. Au bout du temps c (c'est-à-dire $3L/c$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

➤ **Quatrième phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps c (c'est-à-dire $4L/c$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

VI .6 Analyse du phénomène du coup de bélier en gravitaire :

L'analyse du phénomène dans le cas d'une conduite à écoulement gravitaire (manœuvre d'un robinet- vanne) est exactement la même que celle de refoulement sauf toutefois qu'elle commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

Il suffit donc de reprendre l'explication en commençant par la 3^{ème} phase, 4^{ème} phase puis 1^{ère} phase et 2^{ème} phase.

VI .7 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les protections à mettre en œuvre pour limiter un coup de bélier à une valeur admissible sont diverses et adoptées à chaque cas.

Elles agissent soit en ralentissant la modification de la vitesse du fluide, soit en limitant la surpression par rapport à la dépression.

L'utilisateur doit déterminer l'enveloppe de surpression et de dépression créée par le coup de bélier, et juger, d'après le profil de la canalisation, du type de protection à adopter :

VI .7 .1 Volant d'inertie :

Ce volant d'inertie est une masse liée à l'arbre de la pompe, il permet de prolonger le temps d'arrêt de la pompe dans le cas d'un arrêt brusque, en restituant au moment de la disjonction d'énergie accumulée pendant la marche normale.

Cet appareil n'est valable que pour la protection des conduites contre la dépression, de faible diamètre, et dont la longueur est inférieure ou égale à 100 m.

VI .7.2 Soupape de décharge :

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue. Son inconvénient réside dans le gaspillage de l'eau potable à l'extérieur de la conduite.

VI .7.3 Les cheminées d'équilibre :

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts.

Elle sert à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elle est établie pour des hauteurs géométriques plus ou moins faibles et des conditions topographiques favorables.

VI .7.4 Les réservoirs d'air :

Un réservoir d'air est une réserve accumulée sous pression dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval immédiat du clapet. Le réservoir d'air permet une alimentation en eau continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

Nous optons le réservoir d'air dans notre étude

VI.8. : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne (la loi de manœuvre) sur cette conduite. Les conduites sont équipées avec des accessoires qui font amortir le phénomène, on trouve les ventouses, les soupapes de décharge... etc.

VI.9: Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

VI-9-1: Calcul de volume de réservoir d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Protection des adductions contre le coup de bélier

Comme méthode de calcul, on distingue : la méthode de Vibert.

Méthode de Vibert : donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations.

✓ Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de Vibert

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH.B

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \hat{m}^2) \cdot (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \hat{s})}}} \quad (6.1)$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

: Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

\hat{m} : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\hat{m} = 0,46$ (PEHD)

\hat{s} : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\hat{s} = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ Pascal

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 210^8$ Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (6.2)$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue :

Protection des adductions contre le coup de bélier

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

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

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (6.3)$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

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

Tableau VI.1 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement.

Station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
SP	PEHD	250	0.049	1.59	2245.91	55.5

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

Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement.

station	K (Pa) (x10 ⁹)	(Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
SP	2,07	1000	0,08	0,46	0,33	2	1.2	0.009	459.28

Protection des adductions contre le coup de bélier

Tableau VI.3 : Calcul de volume réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

adduction	Z_0 (m)	Z max (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	h_0/Z_0 (x10 ⁻³)	$U_0/L*S$ (x10 ⁻⁴)	Z_{min}/Z_0
Sp –R projeté 500 m ³	65.5	139.94	1.59	9,81	0.129	1.97	95	0,57

Tableau VI .04: Les volumes des différents réservoirs d'air .

Adduction	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Capacité prise en litre
SP- R projeté 500m ³	1.05	120.66	220.66

VI.10-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 l'adduction en cas de refoulement ; qui ce repose sur la determination du volume du réservoir d'air .

VII .1Introduction :

Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes, afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite; également, il faut tenir compte des suggestions suivantes :

- Maintien de la circulation des piétons et des véhicules au cours des travaux.
- Eviter toute gêne réciproque ultérieure avec les conduites des autres réseaux lors de travaux de réparation, d'entretien ou de branchement d'immeuble.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VII .2- Pose de canalisation :

VII -2-1 : Différents types de pose de conduites :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante

Pose de canalisations et accessoires

dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

4. Pose en pente

Au delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

5. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

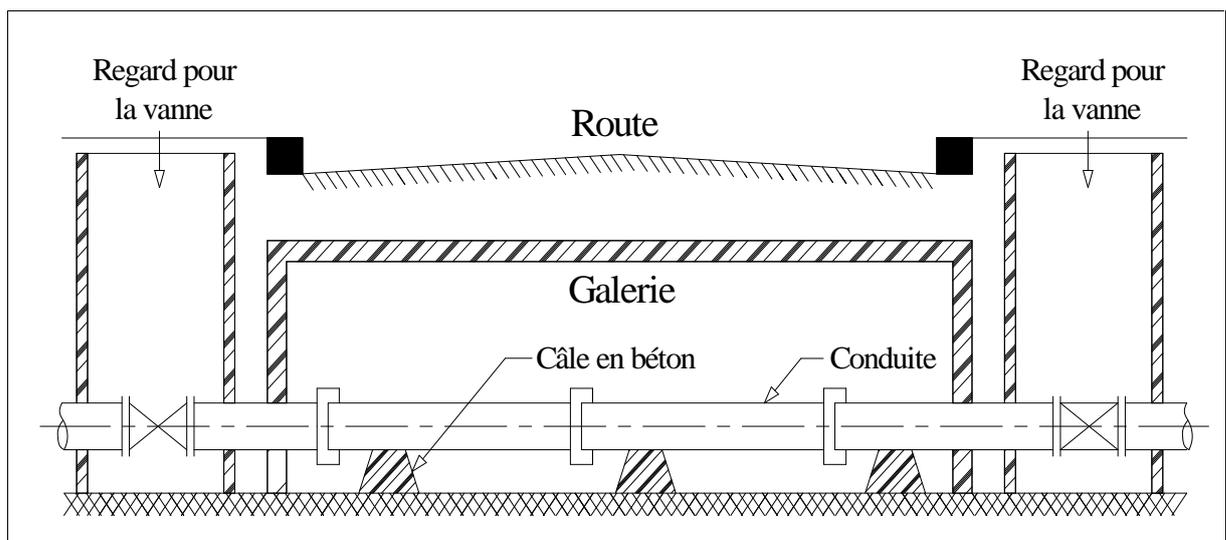


Figure VII .1 : Pose de canalisation en galerie

6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

7. Traversée des Oueds

La pose de canalisations à la traversée d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas, on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit d'oued. Les piliers seront dimensionnés d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

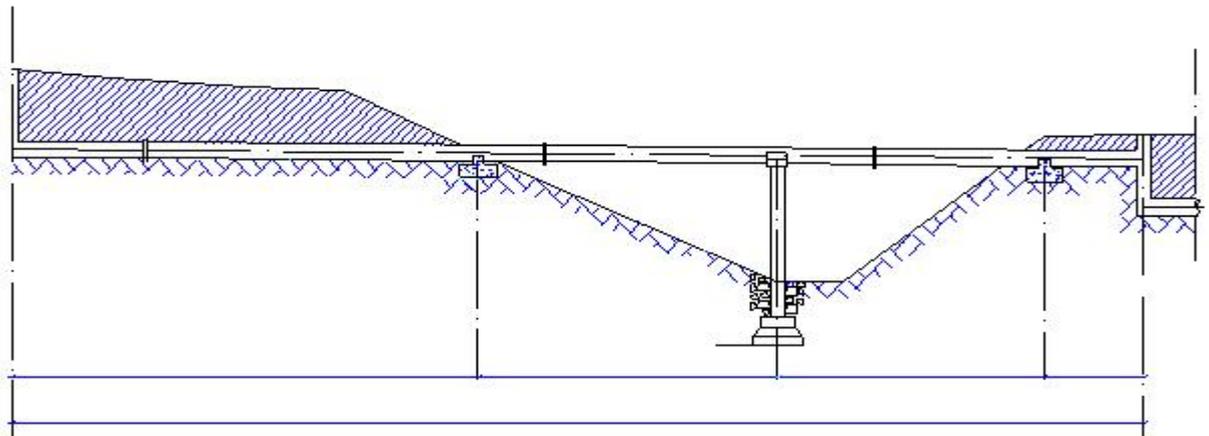


Figure VII.2 : Traversée d'un Oued

☛ Les butées

L'utilisation de massifs de butées en béton est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression.

Pose de canalisations et accessoires

Différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique.

Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids) ;
- Appui sur le terrain en place (massif buté) en béton .

En pratique, les massifs bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S$$

F : la poussée exprimée en daN ;

P : la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;

S : la surface externe du tuyau exprimé en cm² ;

K : le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle (x) entre les deux conduites (tableau VI-1)

Tableau VII -1 : les valeurs de K

Sur les coudes à 90° (1/4)	K=1,414
Sur les coudes à 45° (1/8)	K=0,766
Sur les coudes à 22°30 (1/16)	K=0,390
Sur les coudes à 11°15 (1/23)	K=0,196

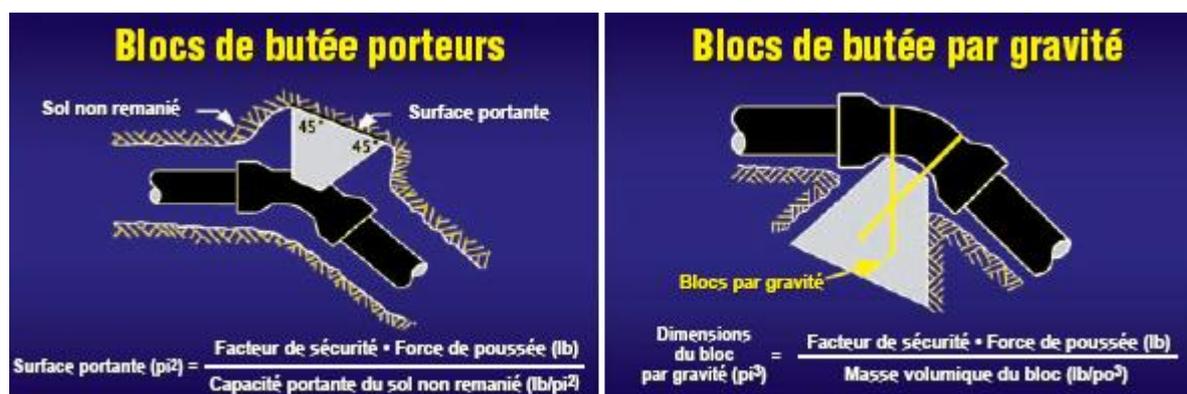


Figure VII -3 : Les butées (Guide DIPRA)

VII -3 : Différentes étapes de mise en place des canalisations [10]

VII -3 -1 Réalisation des fouilles

❖ Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque coté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si DN } \leq 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,30) \quad (m)}$$

$$\text{Si DN } > 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,50) \quad (m)}$$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

❖ La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge.

Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m selon que les régions sont ou non exposées à des

❖ Lit de pose

Recouvert d'un lit de pose de 0,2 m à 1,15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

VII -3 -2 Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement. Nous l'effectuons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII -3 -3 Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, nous procédons au remblaiement par la méthode suivante [2]:

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;

- Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII -3 -4 Désinfection des conduites :

Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium, en suite nous procéderons au rinçage des conduites avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique

VII -4: Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VII -4 -1: Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manoeuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

b. Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manoeuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

☛ Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.



Figure VII -4: Robinet vanne à opercule

☛ Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.



Figure VII -5 : Robinets vanne papillon

VII -4 -2: Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

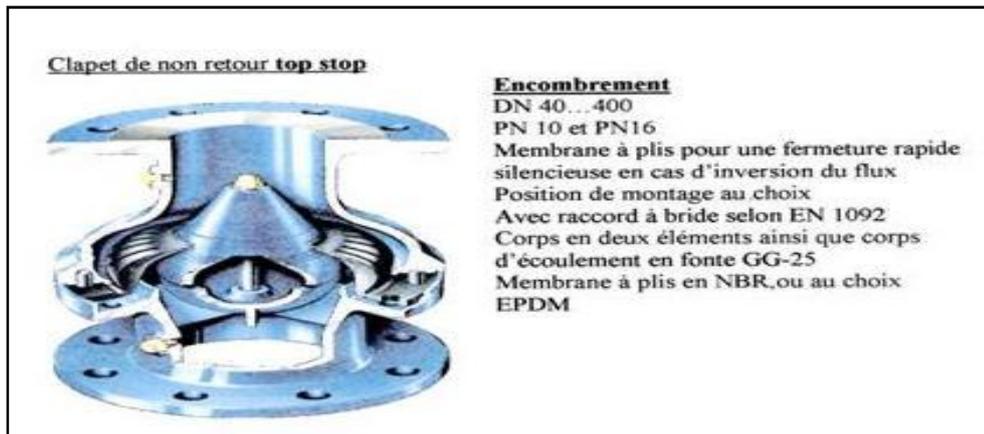


Figure VII -6: Clapet anti retour top stop

VII -4 -3: Ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Pose de canalisations et accessoires

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière. On opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 80 à 300 mm.



Figure VII -7: ventouse triple fonction VAG DUOJET

Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

VII -4 -4 - Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé et avant la vanne de sectionnement en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII-4 -5 Moyens anti-béliers

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

1. Cheminée d'équilibre : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

2. Volant d'inertie : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

3. Soupape de décharge : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

4. Réservoirs d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

VII -4 -6 - By-pass :

Le by pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VII -4 -7 Crépines :

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

VII -4 -8 - Joints de raccordement :

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

VII -4 -9 - Organes de mesure :

1. Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression .La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manometers à jet unique:

Pose de canalisations et accessoires

Les manomètres à turbine jet unique ont fait leurs preuves des millions de fois. Ce sont des compteurs à cadran totalement sec muni d'une tête rotative facilitant la lecture dans tous les montages à des températures de 50°C ou 100°C.

- Manomètres à jet multiple.
- Manomètres Woltman.



Manomètre à Jet unique



Manomètre à Jet multiple



Manomètre WOLIMAN

Figure VII -8: Manomètres (d'après document W.A.E)

VII -4-10: Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

1- Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle r de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ (22°30'), $\frac{1}{32}$ (11°15').

2- Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue:

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;

- Les cônes a emboîtement et bride.

3- Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

4- Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VII -5 Conclusion

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

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 l'agglomération de MAIF de la commune de Oued Djer.

L'approvisionnement en eau potable est fait pour l'horizon 2045 où la population de toute la zone d'étude atteindra 26934 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de $6072.17\text{m}^3/\text{j}$ à partir du réservoir 5000m^3 d'El Affroun .

L'adduction projetée reliant les deux réservoirs R1(5000 m^3) et R3(500m^3) est de type mixte de longueur 2245ml

Ensuite nous avons dimensionné le réseau projeté destiné à servir la zone 2, et redimensionner le réseau existant de la zone 1.

Pour le choix des pompes, nous avons une station de pompage, dont nous avons opté pour des pompes de marque Caprari, type PM et de classe A.

La protection de l'adduction contre le coup de bélier est assurée par un réservoir d'air de volume 350 L .

Bibliographie

[1] **B.SALAH** , Polycopie Cours d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1993,11p.42p.

[2] **BONNIN JACQUES** « Hydraulique urbaine », édition Eyrolles, 1986 (Paris).98p

[3] **ABRAMOV** , **AEP 1982** voir annexe 01 .

[4] **Said Hadj Dihia** : Mémoire de fin d'étude d'AEP ;Diagnostic et dimensionnement duréseau d'alimentation en eau potable de la ville de OuledSlama (W. BLIDA). ENSH 2013.

[5] **SELMANI SAFIA**: Mémoire de fin d'étude d'AEP ; Reamenagement du système d'alimentation en eau potable du chef-lieu de corso (w.BOUMERDAS). ENSH 2013.

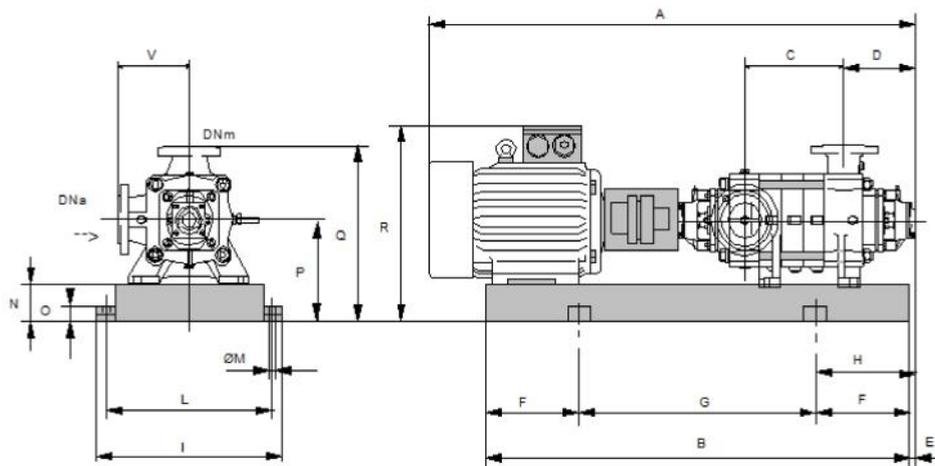
ANNEXE N°1:Table d'ABRAMOV

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

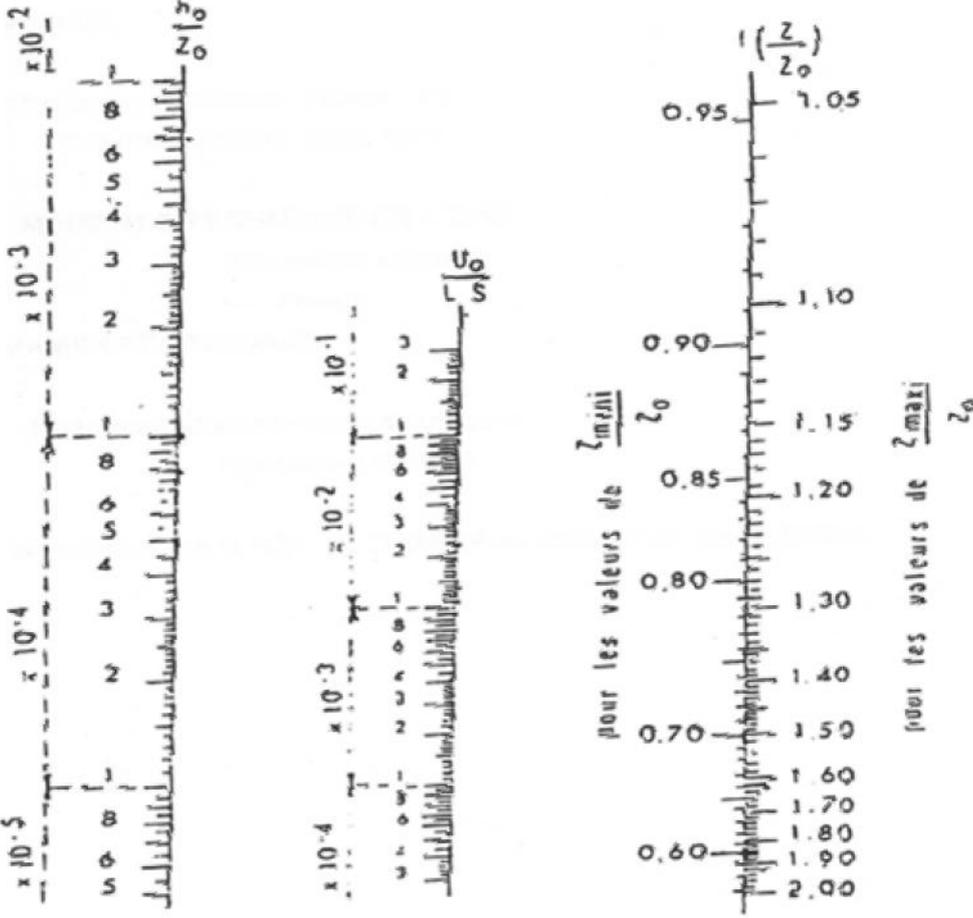
Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	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 1

ANNEXE N°2 : Schéma d'une pompe centrifuge.

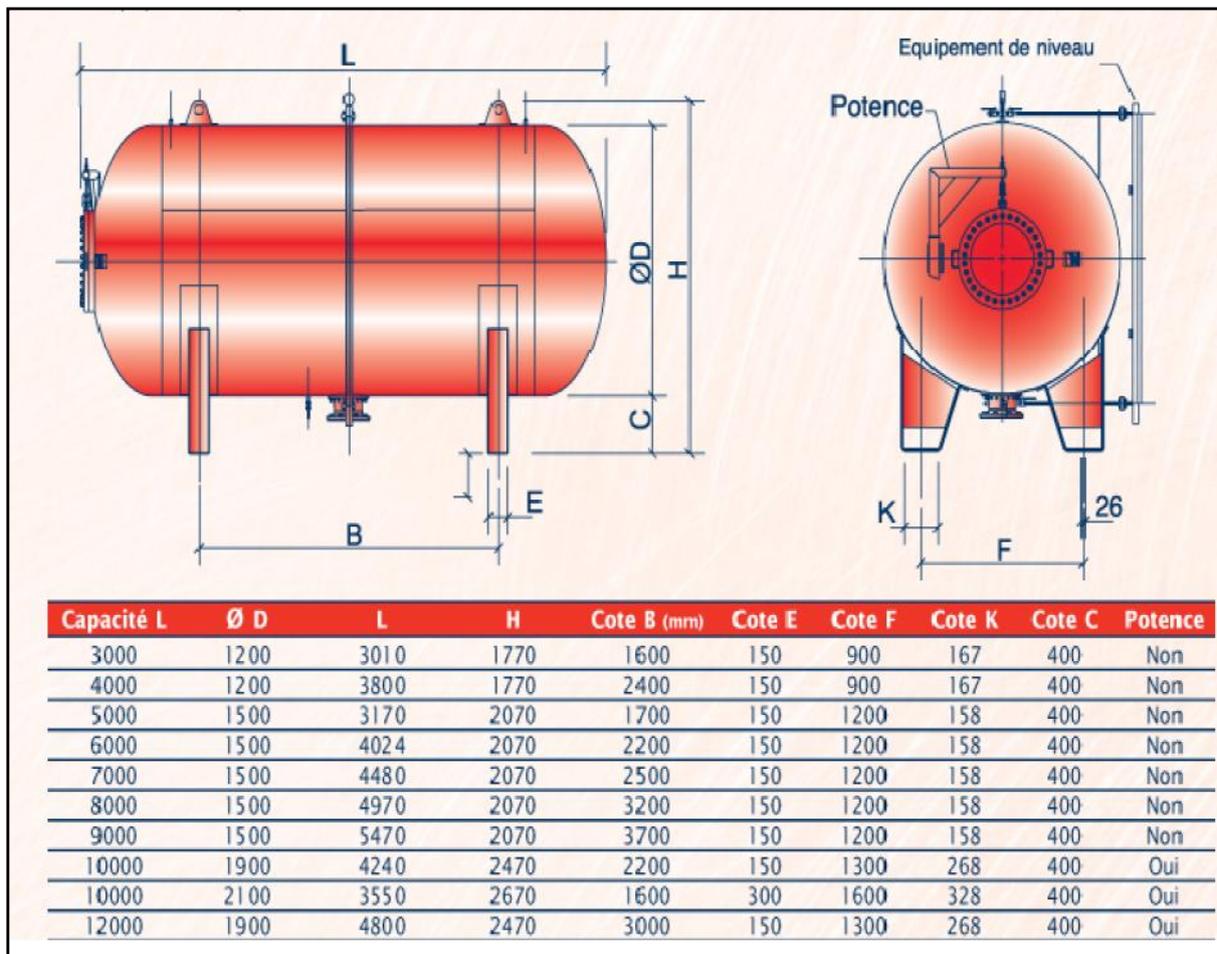


ANNEXE N°2: Abaque de Vibert pour le calcul simplifier des réservoirs d'airs



(Extrait de l'ouvrage ANDRE DUPONT)

ANNEXE N°04: Choix du ballon anti belier



source(resersvoir metalliques charlette)