

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 en eau potable de la ville de Had Sahary a partir d'un champ de captage (w. Djelfa).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0033-13

APA Citation (APA توثيق):

Kessam, Mohamed (2013). Renforcement en eau potable de la ville de Had Sahary a partir d'un champ de captage (w. Djelfa)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI 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 EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE
HAD SAHARY A PARTIR D'UN CHAMP DE CAPTAGE
WILAYA DE DJELFA**

Présenté par :

M^r KESSAM MOHAMED

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B.SALAH	Professeur	Président
M^r M.S BENHAFID	M.A.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M^r O.KHODJET-KESBA	M.C.A	Promoteur

Septembre -2013

REMERCIEMENTS

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

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **M^{er} KHODJET-KESBA**, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

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

Mes remerciements vont également à : mes frère et mes sœurs, **BELKACEM, AMEUR** et **AMINA , FATIMA et IKRAM** .

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : MOKHTAR , BERBARA ,ELHADJ, BACHIR ,AMINE , MEBKHOUT , SALEM , KRAKRA , ABD EL HAK , FRENDI et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail

Spécialement à ma **très très chère mère**, et mon **très cher père** pour leurs Sacrifices,

leurs amours, leurs aides et leurs soutiens afin de me voir arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

A mes sœurs; à mon frère

A mes Amis: AMIN ,FRENDI,MEBKHOUT,ELHADJ , MOKHTAR ,BABOURI , SALEM,BACH

Tout le groupe de 5 eme année

A tous mes amis de l'école.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

MOUKA

_____ :

عن طريق هذه الدراسة
عن طريق نقله من حقل آبار مياه جوفية ()
الكيفية المناسبة لتزويد مدينة حد السحاري (ولاية)
أنابيب النقل الجديدة ونقوم أيضا باختيار
مدينة وهذا لتغطية حاجيات المستهلك المستقبلية .
حلقية جديدة

بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة
المياه من الناحية التقنية و الاقتصادية فهذان الجانبين مرتبطان ببعضه .

بالنفاذ وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé :

A travers cette étude nous devons choisir les meilleures méthodes pour alimenter en eau potable, la ville de Had Sahary (W.Djelfa) à partir du champ de captage El-MAADHAR par une nouvelle adduction et projetant un nouveau réseau pour l'extension de la ville, dans le but de satisfaire les besoins futurs de consommations de ces agglomérations.

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 par refoulement du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux. Puis nous devons opter pour un réseau maillé pour l'extension de la ville.

Nous nous étalons par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier

Enfin, nous allons aborder la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract:

Through this study, we will propose the best method to feed the town of Had Sahary (W.Djelfa) by drinking water, through new adduction and projecting a new network for the extension of town . 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 establish our repression adduction from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together. We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer. Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Introduction :.....	1
I.1. Situation Géographique :.....	1
I.2.Situation topographique :	3
I.3. géologie:.....	4
I.3.1 : Dépôts Continentaux :.....	4
I.3.2 : Coniacien c4 :.....	4
I.3.3: Aptien n 5-6 :.....	4
I.3.4 : Hauteriviens - Barrémien n 3-4 :.....	4
I.3.5 : Hauterivien à Albiens Indifférenciés :.....	4
I.4. Sismicité :.....	4
I.5. Situation climatique :.....	6
I.5.1. Température de l'air :.....	6
I.5.2. Vent :.....	7
I.5.3.Pluviométrie :.....	7
I.6. Situation démographique :.....	7
I.7. Situation hydraulique :.....	7
I.7.1. Présentation des forages existants.....	7
I.7.2. Présentation du champ de captage d'EL MAADHAR	8
I.7.3.Ouvrage de stockage :.....	10
conclusion :.....	10

Chapitre II : Etude des besoins

Introduction :	11
II.1.Evolution de la population aux différents horizons d'études	11
II.2. Estimation des besoins :	12
II.2.1. Besoins domestiques :	13
II.2.2. Besoins scolaires :	14
II.2.3. Besoins sanitaires :	14
II.2.4. Besoins administratifs :	15
II.2.5.Besoins commerciaux et industriels :	16
II.2.6. Besoins socioculturels :	16
II.2.7 Besoins d'arrosages	17
II.2.7 .Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	17
II.3. Calcul du débit majoré :	18
II.4. Variations de la consommation journalière :	18
II.4.1. Consommation maximale journalière :	18
II.5.Variation de la consommation horaire.....	19
II.5.1. Consommation maximale horaire.....	19
II.5.2. Consommation minimale horaire.....	20
II.5.3.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	21
II.5.4.Calcul de la consommation horaire :	22
II.6. Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau :	25
Conclusion :	26

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction :	27
III.1- Choix du tracé :	27
III.2- Choix du type de tuyaux :	27

III.4. Frais d'exploitations et d'amortissement	31
III.4.1. Calcul des pertes de charges	31
III.4.1.1. Pertes de charge linéaires :	31
III.4.1.2. Pertes de charge singulières :	32
III.4.2.. Détermination de la hauteur manométrique totale	33
III.4.3. Puissance absorbée par la pompe	33
III.4.4 Energie consommée par la pompe	33
III.4.5. Calcul des frais d'exploitation	33
III.4.6. Frais d'amortissement	34
III.5. Choix des pompes	34
III.5.1. Choix du type d'installation.....	34
III.5.2. Les groupes immergés	34
III.5.2.1. Description	34
III.5.2.2. Conditions d'installation.....	35
III.5.3. Choix du nombre de pompes	35
III.6. Dimensionnement de l'adduction :.....	35
III.6.1. Forage UP1-A	36
III.6.2. Forage UP2-A :.....	40
III.6.3 Tronçon A- Réservoir de distribution.....	43
III.6.4. Les bilans globaux	45
III.7. Dimension et choix des pompes immergées.....	46
III.7.1. Calcul les hauteurs manométriques totales.....	46
III.7.1.1. Pour le forage UP1	46
III.7.1.2. Pour le forage UP2	46
III.7.2. Choix des pompes immergées	46
III.8. Courbes caractéristiques des pompes :	49
III.9. Courbe caractéristique de la conduite :	51

III.10- Point de fonctionnement:	54
Conclusion	56

Chapitre IV : Réservoirs

Introduction :	57
IV.1.Fonctions des réservoirs :	57
IV.2.Emplacement des réservoirs :	57
IV.3. Type de réservoirs existants:	58
IV.4.Vérification de la capacité du réservoir:	58
IV.5.Principe de calcul :	58
IV.6. calcul du volume du réservoir R1:	58
IV.7 .Equipements du réservoir :	61
IV.7.1.conduite d'arrivée :	61
IV.7.2.Conduite de départ ou de distribution :	62
IV.7.3.Conduite de trop-plein :	62
IV.7.4.Conduite de décharge ou de vidange :	62
IV.7.5.Conduite by-pass :	62
IV.7.6.Matérialisation de la réserve d'incendie :	63
IV.8. Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir	63
IV.8.1. Moyens de protection contre les fuites :	63
IV.8.2. Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés :	63
IV.8.3. Désinfection manuelle de l'eau du réservoir	64
IV.8.4. Nettoyage du réservoir :	64
Conclusion :	66

Chapitre V. de distribution

Introduction :	67
V.1. Choix du système de distribution :	67
V.2. Choix du type de réseau	67
V.3. Principe du tracé du réseau maillé	67
V.4. Choix du matériau des conduites :	68
A .Tuyaux en fonte :	68
B .Tuyaux en acier	68
C .Tuyaux en P.E.H.D	69
V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :	69
V.5.1.Détermination des débits :	70
a. Débit route :	70
b. Débit spécifique :	70
c. Débit au nœud :	70
V.5.2.Calcul des débits :	71
a. Cas de pointe :	71
b. Cas de pointe plus incendie :	73
V.6.Répartition arbitraire des débits :	74
V.7.Détermination des diamètres du réseau:	77
V.8. simulation par le logiciel EPANET	79
V.9. Résultats de la simulation	80
V.9.1.Cas de pointe :	80
V.9.2.Cas de pointe plus incendie :	82
V.10. Équipements du réseau de distribution :	89
V.10.1- Type de canalisation :	89
V.10.2- Appareils et accessoires du réseau :	89
V.10.2.1- Robinets vannes :	89

V.10.2.2- Bouches ou poteaux d'incendie :	89
V.10.2.3- Ventouses :	89
V.10.2.4 .Clapets d'air	90
V.10.2.5- Robinets de vidange :	90
V.10.2.6. Les entrées de service ou branchement :	90
V.10.2.7.Bouche d'arrosage :	90
V.10.2.8- pièces spéciales de raccord :	90
Conclusion	91

Chapitre VI. Protection des canalisations

Introduction:	92
VI.1. Protection des canalisations contre la corrosion :	92
VI.1.1. Définition de la corrosion :	92
VI.1.2. Application de la protection cathodique :	92
VI.2. Protection des canalisations contre le coup de bélier :	93
VI.2.1. Définition du phénomène de coup de bélier :	93
VI.2.2- Causes du coup de bélier :	93
VI.2.3- Risques dus aux coups de bélier :	94
Cas de la surpression :	94
2. Cas de la dépression :	94
3. Fatigue de la canalisation :	94
VI.2.4. Interprétation physique du coup de bélier :	94
VI.2.5.Moyen de protection contre le coup de bélier	95
Réservoirs d'air :	96
VI.2.6.Dimensionnement du réservoir d'air :	96
Méthode de VIBERT :	96
Méthode de BERGERON :	96

a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression :	96
b) Détermination de la célérité d'onde :	97
c) Principe de la méthode de Vuibert :	98
Conclusion	100

Chapitre VII : organisation de chantier et protection et sécurité de travail

VII.1. Organisation de chantier :	101
VII.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :	101
a) Matérialisation :	101
b) Nivellement :	101
VII.1.2. Excavation des tranchées :	101
VII.1.2.1. Enlèvement de la couche végétale :	101
VII.1.2.2. Excavation	102
VII.1.2.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :	102
VII.1.2.3.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie :	104
VII.1.2.3.4. La durée d'excavation :	104
VII.1.2.3.5. Aménagement du lit de pose des conduites :	105
VIII.1.3. Pose des conduites :	105
VII.1.4. Epreuve de joint et de la canalisation :	105
VII.1.5. Remblaiement de la tranchée :	105
VII.2. protection et sécurité du travail :	106
VII.2.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	106
VII.2.1.1. Facteurs humains :	106
VII.2.1.2. Facteurs matériels :	107
VII.2.2. Liste des conditions dangereuses :	107
VII.2.3. Liste des actions dangereuses :	107

VII.2.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	108
VII.2.4.1.Protection individuelle :	108
VII.2.4.2.Autre protections :	108
VII.2.4.3.Protection collective :	108
Conclusion :	109
Conclusion Générale	
Bibliographie	

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Tableau I. 1 : Frequence des vents	6
Tableau I.2 : Production journalière des forages.....	9
Tableau I. 3 : Caractéristiques des réservoirs existants.....	9

Chapitre II : Etude des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II.1: Evolution de la population à différents horizons.....	11
Tableau II.2: Répartition des besoins moyens journaliers de la ville Had Sahary à différents horizons	13
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	14
Tableau II.4: <i>Tableau récapitulatif des besoins sanitaires</i>	15
Tableau II.5: Les besoins administratifs	15
Tableau II.6: Les besoins commerciaux et industriels	16
Tableau II.7: Les besoins socioculturels.	16
Tableau II.8: les besoins d'arrosage	17
Tableau II.9: récapitulation des différentes consommations journalières	17
Tableau II.10: Estimation des Besoins majoré.....	18
Tableau II.11: Calcul des consommations maximales et minimales journalieres à l'horizon 2035	19
Tableau II.12 : Variation du coefficient S_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau II.13: Variation du coefficient S_{min} en fonction du nombre d'habitants	20
Tableau II.14 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	21
Tableau II.15 : Répartition des débits horaires	23
Tableau II.16 : Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins.....	26

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III. 1 : Les valeurs de M	30
Tableau III. 2 : Les valeurs de K , m et	30
Tableau III. 3 : Les valeurs de α ,a et b :.....	31
Tableau III. 4 : les caractéristiques de chaque tronçon	36

Tableau III. 5 : Calcul de la HMT du tronçon (F UP –A) :.....	37
Tableau III. 6 : Calcul des frais d’exploitation du tronçon (FUP 1 –A) :	38
Tableau III. 7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F UP1 –A) :.....	38
Tableau III. 8 : Bilan du tronçon (FUP 1 –A) :	39
Tableau III. 9 : Calcul de la HMT du tronçon (FUP 2 –A) :.....	41
Tableau III. 10 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F UP2 –A) :.....	41
Tableau III. 11 : Calcul des frais d’exploitation du tronçon (FUP 2 –A) :	41
Tableau III. 12 : Bilan du tronçon (F UP2 –A) :	42
Tableau III. 13 : Calcul de la HMT du tronçon A-Réservoir de distribution :.....	43
Tableau III. 14 : Calcul des frais d'amortissement A-Réservoir de distribution	43
Tableau III. 15 : Calcul des frais d’exploitation A-Réservoir distribution	44
Tableau III. 16 : Bilan du tronçon A-Réservoir de distribution	44
Tableau III. 17 : bilan de chaque tronçon :	45
Tableau III. 18: dimensionnement final de l’adduction:	46
Tableau III. 19 : Variantes pour le choix du type de pompe pour le forage (FUP1):	47
Tableau III. 20 : Variantes pour le choix du type de pompe pour le forage (FUP2):	48
Tableau III. 21 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement du tronçon A- Réservoir :	52

Chapitre IV : Réservoirs

Tableau IV.1 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution	58
---	----

Chapitre V : Réseau de distribution

Tableau V 1 : détermination du débit en route de chaque tronçon:	70
Tableau V. 2: détermination des débits aux nœuds de chaque tronçon : cas de pointe	71
Tableau V. 3: détermination des débits aux nœuds de chaque tronçon : cas de pointe plus incendie	72
Tableau V. 4: calcul des diamètres avantageux.	76
Tableau V. 5 formules de perte de charge totale.....	77
Tableau V. 6 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds du réseau pour le cas de pointe	78
Tableau V. 7 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons du réseau pour le cas de pointe	79
Tableau V. 8 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds du réseau pour le cas de pointe plus incendie	81

Tableau V. 9 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons du réseau pour le cas de pointe plus incendie	82
---	----

Chapitre VII : organisation de chantier et protection et sécurité de travail

Tableau VII.1.Calcul du volume à excaver	102
--	-----

Tableau n°VII.2. Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	103
--	-----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I.1: Plan de situation de la zone d'étude	2
Figure I.2: Carte de situation du projet	3
Figure I.3: Carte de zonage sismique du territoire national	5

Chapitre II : Etude des besoins en eau de l'agglomération

Figure II.1: Variation du nombre d'habitants aux différents horizons.....	12
Figure II.2: graphique des besoins moyens journaliers de la ville de Had Sahary à différents horizons	14
Figure II.3 :Histogramme de la consommation totale	24
Figure II.4: courbe integrale de la consommation totale	24

Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1.Shéma de l'adduction	36
Figure III.2: frais total de tronçon FUP1-A.....	39
Figure III.3: frais total de tronçon FUP2-A.....	42
Figure III.4 : frais total de tronçon A-Reservoir de distribution.....	45
Figure III.5: Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour le forage FUP 1.....	50
Figure III.6: Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour le forage FUP 2.....	51
Figure III.7: Les courbes caractéristiques (FUP1-A).....	53
Figure III.8: Les courbes caractéristiques (FUP2-A).....	53
Figure III.9: les courbes caractéristiques du couplage des deux pompes.....	54
Figure III.10: point de fonctionnement	55

Chapitre IV : Réservoirs

Figure IV.1: Les equipements du Réservoir de distribution	65
---	----

Chapitre V : Réseau de distribution

Figure V.1 Shema de la repartition arbitraire des debits cas de pointe.....	75
Figure V.2 Shema de la repartition arbitraire des debits cas de pointe plus incendie	76
Figure V.3: Schéma des pressions et vitesses pour le cas de pointe	85
Figure V.4 : Schéma des pressions et debits pour le cas de pointe.....	86
Figure V.5 Schéma des pressions et vitesses pour le cas de pointe plus incendie	87
Figure V.6: Schéma des pressions et debits pour le cas de pointe plus incendie	88

Liste des planches

Planche N°1 : profil en long du réseau de distribution de l'extension de la ville de HAD SAHARY

Planche N°2 : profil en de l'adduction (forage 01 vers Réservoir de distribution)

Planche N°3 : plan de masse de la ville de HAD SAHARY ,W.DJELFA

Planche N°4 : accessoires du réseau

Planche N°5 : coupes du réservoir de distribution

Planche N°6 : plan du réseau de distribution et accessoires de l'extension de la ville de HAD SAHARY W.DJELFA .

Introduction Générale

L'eau est la vie, nous savons bien que cet or bleu est très nécessaire pour la vie des êtres vivants mais pour l'utiliser dans la vie quotidienne sous un état réglementaire il faut qu'on ait des conditions, l'une de ces conditions est une conduite d'adduction entre le lieu producteur et l'ouvrage de stockage ainsi qu'un réseau pour assurer la distribution et répondre à toutes demandes de type domestique, industriel ou publique .

Dans ce contexte s'inscrit notre étude, qui a pour objet de renforcement en eau potable de la ville de HAD SAHARY située dans le nord de la willaya de DJELFA.

Afin d'élaborer ce travail nous commençons par la collecte des données des différentes situations de la zone d'étude et de proposer des solutions pour l'approvisionnement en eau potable de la population, en évaluant la quantité d'eau demandée à l'horizon futur.

Nous dimensionnons par la suite les ouvrages d'adduction d'eau à partir des deux forages et nous choisissons les moyens de pompage convenables.

Et nous dimensionnons aussi le réseau de distribution de l'extension de la ville après avoir vérifié la capacité des réservoirs existants.

Par la suite nous allons étudier l'organisation des travaux de chantier tenant compte de la sécurité lors de leur exécution.

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Introduction :

Ce chapitre a pour but la description générale de l'aménagement, dans lequel nous allons présenter les aspects géographiques, géologiques, topographiques, et climatiques ainsi que la situation hydraulique et les volets démographiques de la ville.

I.1. Situation Géographique :

La ville de HAD SAHARY est située au cœur de la riche plaine de la MERDJA, d'où sa vocation agricole dominante, elle se trouve dans la partie nord-est de la wilaya de Djelfa à environ 45 km à vol d'oiseau à l'est de la ville d'AIN OUSSARA qui est située à 200 km au sud d'ALGER.

La majorité des terres sont à vocation agricoles et surtout la zone pré d'Oued EL MEZIRA au sud-ouest et Oued KRANGUET au nord-est de la ville, le reste s'est des terres pastorales qui occupent la partie située entre les montagnes et les terres agricoles.

Notre commune de HAD SAHARY est limitée :

- Au Nord : commune de BIRINE.
- Au Sud : la commune de HASSI BAHBAH.
- A l'Ouest : commune d'Ain OUSSARA.
- A l'Est : commune de SIDI AISSA wilaya de MSILA.

La commune de HAD SAHARY rejoint par :

- La route de wilaya N°89 liant la commune d'Ain OUSSERA à la wilaya de MSSILA.
- La route de N°88 liant la commune de HASSI BAHBAH à la commune de AIN EL FKA

La zone d'étude prend son départ au niveau de champ de captage **El Maâdher** qui se situe à environ 3 km de la ville de HAD SAHARY.

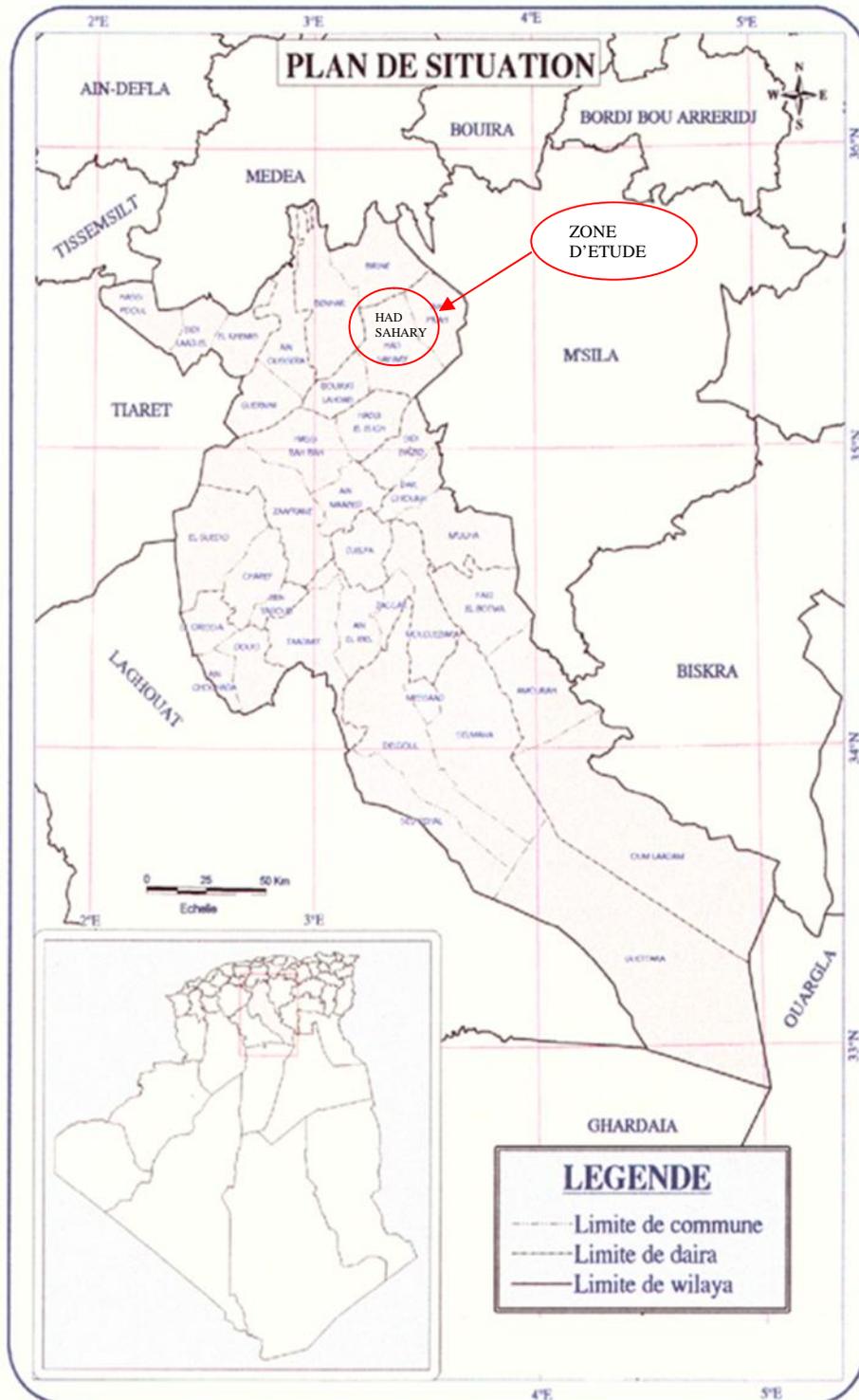


Figure I.1 : Plan de situation de la zone d'étude.

I.2. Situation topographique :

La zone d'étude est caractérisée par des terrains relativement plats faisant partie des Hautes plaines, telle que les altitudes des points extrêmes sont 791m NGA au niveau du forage et 842 m NGA au niveau de la ville de HAD SAHARY.

Cela montre qu'il y a d'uniformité du terrain naturel et aussi qu'il n'ya pas un risque d'écroulement de la ligne de charge.

La partie se trouvant à l'Est de la ville, ces plateaux sont caractérisés par des ondulations formant des petites collines et sont traversés par des Oueds plus ou moins importants. Une grande partie de la population éparsse se localise sur ses terres et exerce l'activité agricole.

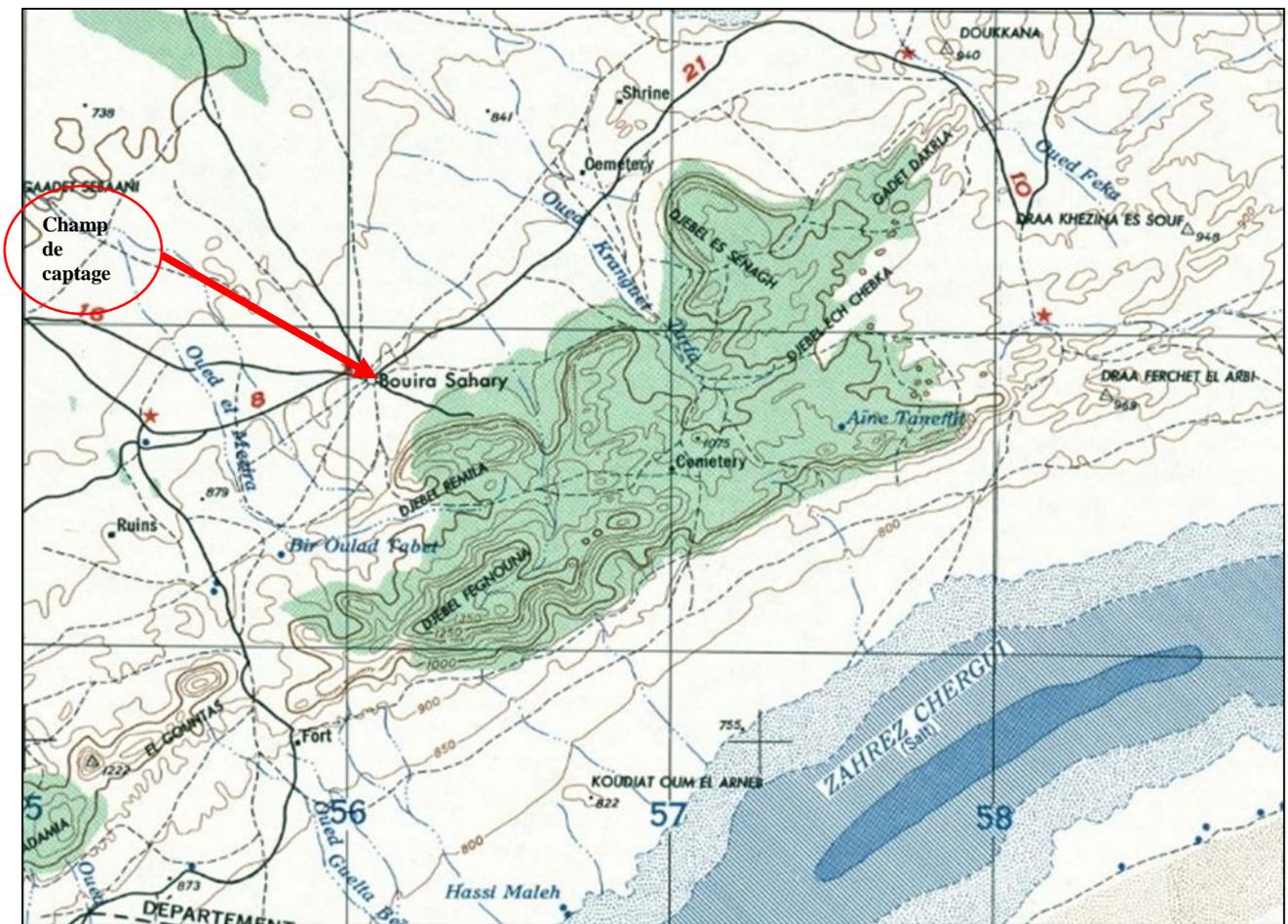


Figure I-2 : Carte de situation du projet

I.3. géologie:

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

La région est caractérisée par les formations géologiques suivantes de la plus récente à la plus ancienne selon l'échelle des ères géologique :

I.3.1 : Dépôts Continentaux :

- Alluvions Modernes
- Dunes
- Daya Temporaire
- Croûte Calcaire
- Calcaires Lacustres à Gastéropodes

I.3.2 : Coniacien c4 :

Environ 100 mètres, visibles de calcaires jaunâtre légèrement marneux, souvent biolitiques et oolithique admettent quelques niveaux marneux.

I.3.3: Aptien n 5-6 :

Au sein d'une série détritique à nette influences continentales apparaissent épisodiquement des calcaires et notamment les calcaires à Orbitholine 200 mètres.

I.3.4 : Hauteriviens - Barrémien n 3-4 :

Grès en gros bancs souvent silicifiés admettent surtout la partie inférieure des bancs de Dolomies et d'argile gréseuse, l'épaisseur n'est pas mesurable. On peut l'estimer à 500 mètres.

I.3.5 : Hauterivien à Albien Indifférenciés :

Lorsque la continuité stratigraphique avec les niveaux carbonatés du Cénomaniens ou de l'Aptien n'existe pas, les affleurements sont trop discontinus pour permettre de distinguer Grès Albiens de ceux appartenant à l'Hauterivien-Barré car leur faciès trop semblables ne permet pas de les différencier.

I.4. Sismicité :

L'ALGERIE a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux Individualités et collectivités locales, mais également au pays soit entier dont elle peut obéir au développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme de 10 Octobre 1980 de Chleff et aussi le cas de Boumerdes en 2003.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, nous devons construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriage....) , et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épacentrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte...) de la population exposée au risque (individus, ouvrage, bien économique et sociaux ...).

Les classifications établis ci-dessous sont indépendantes du choix du système constructif et concernent les zones sismiques les groupes d'usages et les sols.

En fonction de l'intensité sismique, l'Algérie est découpée en quatre zones sismiques (voir fig. N° I.3).

Dans le cas de la ville de HAD SAHARY (zone d'étude) la Séismicité est faible [Zone I].

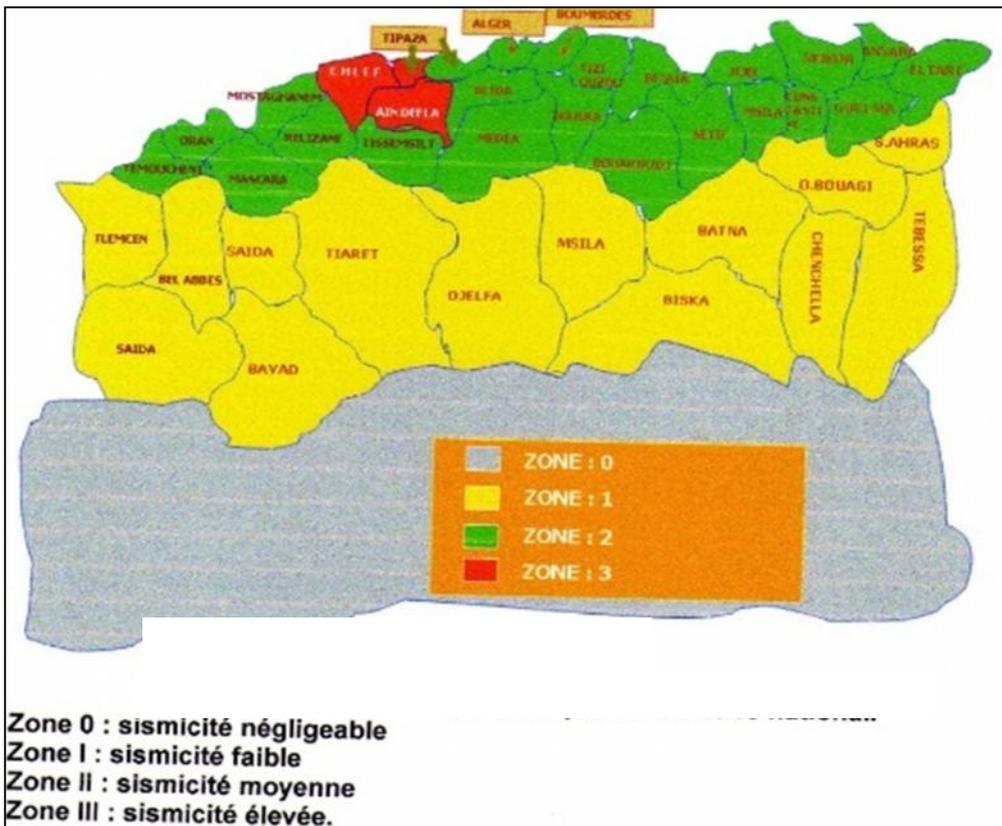


Figure I.3. Carte de zonage sismique du territoire national.

I.5. Situation climatique :

Les informations concernant les données climatiques sont recueillies auprès de la station météorologique d'AIN OUESSARA pour le nord de la willaya de DJELFA, donc pour la ville de HAD SAHARY.

La région de HAD SAHARY, vue sa situation géographique est d'un climat continental, caractérisé par un été chaud et un hiver très froid. La saison chaude est sèche, elle s'étale du mois de Mai au mois de Septembre, suivi d'une saison froide d'Octobre à mars.

I.5.1. Température de l'air :

Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara surtout dans cette zone puisqu'elle se trouve à la porte du Sahara ; dans la saison chaude les degrés de température se dépassent 40°C sont dus à ce phénomène particulier, et d'autre part on y enregistre des moyennes basses dans la saison froide tel que 2 °C au mois de décembre et 1.7 °C au mois de janvier.

I.5.2. Vent :

Les vents proviennent généralement de l'ouest, comme on peut le montrer le tableau ci-après :

Tableau I.1. Fréquence des vents

Direction de provenance	Nord	Ouest	Sud	Est	Nord-est	Nord-ouest	Sud-ouest	Sud-est
%	15.7	62.1	1	5.5	1.1	16.2	0.9	0

Source : Station météorologique d'AIN OUESSARA

I.5. 3.Pluviométrie :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et inter-annuelle. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois « Décembre, Janvier et Février ».

Les précipitations moyennes inter-annuelles varient entre 374 et 400 mm/an.

I.6. Situation démographique :

L'agglomération de la ville de HAD SAHARY est considérée comme l'une des principaux pôles de développement de la wilaya de DJELFA

Selon la variante démographique retenue par le PDAU, l'agglomération de chef lieu selon les recensement effectués à 1998 et 2008, le nombre de la population a été estimée environ 22277 et 26110 habitants respectivement.

Depuis les 1990, la ville de HAD SAHARY a connu l'arrivée massive de la population bédouines des alentours.

I.7. Situation hydraulique :**I.7.1. Présentation des forages existants**

L'alimentation en eau potable de la ville de HAD SAHARY est assurée à partir de trois « 03 » forages repartis sur le territoire de la commune dont les caractéristiques suivantes :

Tableau N .I.2 : caractéristiques des forages existants

	Coordonnées Km Lambert	Altitude m NGA	Niveau statique m	Niveau dynamique m	Débit d'exploitation l/s	Année de réalisation
Forage F1	X= 493.3 Y=244.7	750	12.8	97.48	46.5	1992
Forage F2	X=482.00 Y=236.00	860	13.3	18.8	32	1970
Forage F3	X=472.65 Y=220.9	851	15.8	28.7	30	1991

Les eaux des forages sont refoulées directement dans les ouvrages de stockage « château d'eau et réservoirs » existant à côté de la route allant vers AIN OUSSERA et AIN FKA.

L'extension du réseau de distribution au niveau de cette la ville a été fait au fur et à mesure de l'extension de chaque quartier et la réalisation des nouveaux réseaux pour les nouveaux quartiers construits.

I.7.2. Présentation du champ de captage d'EL MAADHAR :

Le champ de captage d'EL MAADHAR est composé de trois (02) forages, ces dernières sont destinées pour satisfaire les besoins en eau potable de l'extension de la ville de HAD SAHARY.

L'acheminement de ces eaux se fait par une adduction à partir des forages jusqu'à le réservoir de distribution qui se trouve à l'est de la ville.

Pour pouvoir cerner la carence en eau potable de la ville des nouveaux forages ont été implanté et en cours de réalisation dont les caractéristiques suivant :

Tableau N .I.3 :Caractéristiques du champ de captage EL MAADHR

	Coordonnée Km lambert	Altitude m NGA	Niveau statique m	Niveau dynamique m	Débit l/s
Forage UP 01	X=491.2 Y=221.1	791.5	9.64	56.9	48
Forage UP02	X=491.9	788.5	11.4	57	50

Les pompes des forages fonctionnent 20h/24 et refoulent vers le réservoir les débits journaliers comme le montre le tableau ci-dessous (voir le tableau. III.4)

Tableau I.4: Production journalière des forages :

Forages	Production journalière (20 h/24)		
	m ³ /j	m ³ /h	l/s
UP (01)	4060.8	169.2	47
UP(02)	4060.8	169.2	47
Total	8121.6	338.4	94

I.7.3.Ouvrage de stockage :

HAD SAHARY est dotée de deux (02) réservoirs, dont les caractéristiques sont données par le tableau N° I-3.

-1/ Réservoir 1 :

La capacité de 3000 m³ du réservoir R1 (est en cours de construction),

-2/ Réservoir 2 :

Le réservoir R2 de capacité 500 m³ est existant et alimenté par les deux forages (FUP1 et FUP2), à l'aide d'une conduite de diamètre Ø300mm (en fonte).

Tableau N° I-5 : Caractéristiques des réservoirs existants.

Réservoirs	Capacité	Cote de terrain naturel	Cote de trop plein	Observation
	(m ³)	(m)	(m)	
R1 : (en construction)	3000	841.72	845.72	--
R2	500	775.5	797.5	Bon état

conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la ville de HAD SAHARY ce qui nous permet de faire une approche plus rigoureuse.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail pour l'amélioration du système d'adduction de la ville et la conception d'un nouveau réseau de l'extension de la ville de HAD SAHARY.

Chapitre II : ETUDE DES BESOINS

Introduction :

Dans le but d'améliorer et sécuriser la ville de HAD SAHARY en matière d'alimentation en eau potable, une étude précise de l'accroissement de cette commune s'impose.

Le dimensionnement des différents composants d'un système d'alimentation en eau potable se fait à fin de déterminer les besoins en eau potable de l'agglomération de la région étudiée.

L'évaluation de ces besoins lié au nombre d'habitants, au mode de vie de cette agglomération et dépendant essentiellement au développement socio-économique de la région d'études. (l'évolution de la population, l'équipement sanitaire, niveau de vie la population...) et les infrastructures existantes sur le site.

Donc le présent chapitre a pour le but de mise en évidence l'évolution de la population de la zone d'étude ; ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

II.1. Evolution de la population aux différents horizons d'études

La ville de HAD SAHARY a compté une population totale de 22.277 habitants (RGPH 1998) et 26.110 habitants (RGPH 2008) .et cela par l'application de la relation des intérêts

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

Avec :

: Taux d'accroissement annuel de la population.

P_0 : population à l'année de référence (2008).

P_n : population pour l'horizon considéré.

n : Nombre d'années séparant l'année de base à l'horizon considéré.

Tableau II.1. Evolution de la population à différents horizons

		POPULATION (hab.)				
HAD SAHARY	2008(référence)	taux d'accroissement	l'an 2013(actuel)	2020	2030	2035
	26110	2,6	29685	35529	45925	52214

Les résultats trouvés dans le tableau **II.1**, nous permettent de tracer un histogramme de nombre d'habitation pour les différents horizons (FIG.II. 1).

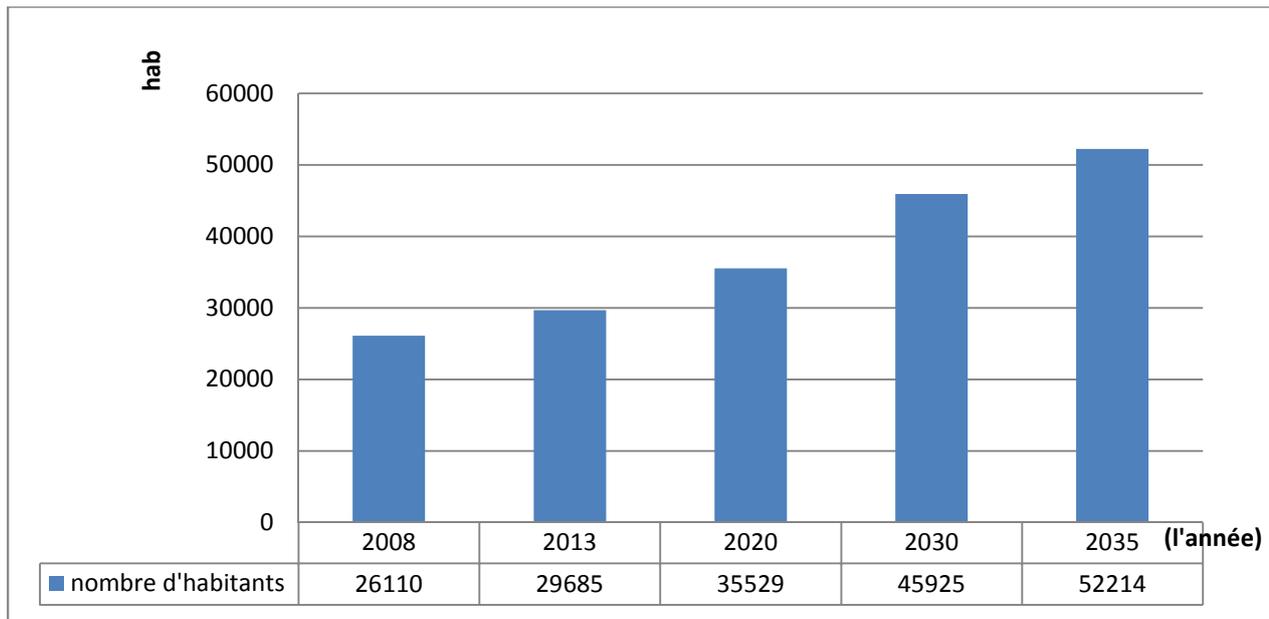


Figure II.1. Variation du nombre d'habitants aux différents horizons

II.2. Estimation des besoins :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateurs. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Il est donc conseillé pour définir le niveau des consommateurs, d'effectuer une analyse détaillée des différents besoins unitaires c'est-à-dire :

- Besoins domestiques
- Besoins publics.
- Besoins industriels.
- Besoins d'incendies .

Nous allons tenter de déterminer la consommation moyenne journalière, pour chaque type de consommateurs.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .

Q_i : dotation journalière (pour différent usage).

N_i : nombre de consommateurs.

II.2.1. Besoins domestiques :

Ces besoins incluses dans les usages au niveau des familles donc c'est l'eau nécessaire pour boire, cuisiner, laver, nettoyer et aussi l'eau pour les systèmes sanitaires.

Les besoins en eau domestiques dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et des objectifs à atteindre pour la distribution d'eau (dotation), ainsi que la vocation économique de cette agglomération.

Cette consommation varie comme suit :

- de moins de 5000 habitants 33 à 140 l/j/hab
- de 5000 à 10000 habitants 65 à 170 l/j/hab
- de 10000 à 20000 habitants 82 à 205 l/j/hab
- de 20000 à 100000 habitants 115 à 265 l/j/hab

elle est due aux développements des installations sanitaires, de l'hygiène, et les habitudes de la population.

Tableau n° II.2: Répartition des besoins moyens journaliers de la ville HAD SAHARY à différents horizons.

horizons	population (habitants)	dotation (l/j/hab)	q _{moy} (m ³ /j)	q _{moy} (l/s)
2013	29685	200	5937	68.72
2020	35529	200	7105.8	82.24
2030	45925	250	11481.25	132.89
2035	52214	250	13053.5	151.08

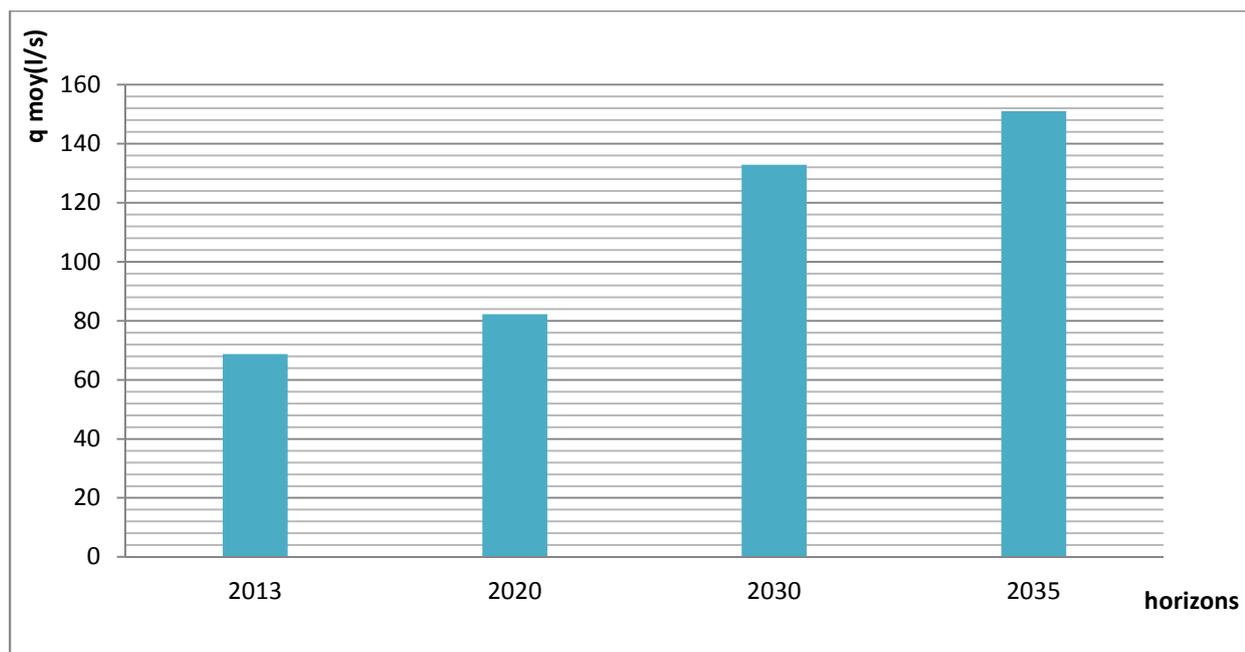


Figure II.2: graphique des besoins moyens journaliers de la ville HAD SAHARY à différents horizons.

II.2.2. Besoins scolaires :

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Type d'équipement	nombre	Effectifs (élèves)	dotation (l/j/élève)	régime	Qmoyj (m ³ /j)
Primaires	14	2900	10	externat	29
CEM	6	2903	10	externat	29,03
Lycées	2	1450	10	externat	14.5
	1	650	20	Demi-pension	13
total					85.53

II.2.3. Besoins sanitaires :

Les besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.4: *Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.*

Type d'équipement	nombre	unité		Dotation	Qmoyj
		(m ²)	lits	(l/j/u)	(m ³ /j)
salles de soins	4	700	-	15	10.5
polyclinique	2	-	26	200	5.2
hôpital	1	-	200	250	50
centre de santé	2	1600		15	24
total					89.7

II.2.4. Besoins administratifs :

Les divers équipements administratifs de la ville de HAD SAHARY, leurs dotations et les débits journaliers correspondants sont dans le tableau suivant:

Tableau N°II.5: *Les besoins administratifs:*

Type d'équipement	nombre	nombre d'employés	dotation (l/j/employeur)	Qmoyj (m ³ /j)
APC	1	59	15	0,885
Daira	1	67		1,005
poste	1	27		0,405
PTT	2	21		0,315
A foncière	1	26		0,39
bureau de poste	2	30		0,45
banques	3	19		0,285
justice	1	40		0,6
SAA	2	37		0,555
Centre administratif	1	40		0,6
Gendarmerie	1	30	40	1,2

sûreté de daïra	1	35	15	0,525
Protection civile	1	40		0,6
caserne	2	600	50	30
garde communale	1	30	40	1,2
total				39,015

II.2.5. Besoins commerciaux et industriels :

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation.

Tableau N° II.6.: Les besoins commerciaux et industriels.

Type d'équipement	Détails (unité)	dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m³/j)
usines	500	25	12,5
Commerces spécialisés	1500 m²	5 l/j /m²	7,5
6 douches publics	100 postes	150 l/j/poste	15
1 hôtel	60lits	70 l/j/lit	4,2
1 auberge	250 personnes	50 l/j/pers	12,5
total			51,7

II.2.6. Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

Tableau N°II.7. : Les besoins socioculturels.

Type d'équipement	nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m³/j)
mosquée	6	1000 fideles	5	5

<i>stade</i>	2	2000 m ²	5	10
<i>maison de jeunes</i>	1	500 m ²	4	2
<i>centre culturel</i>	1	900m ²	4	3,6
<i>total</i>				20,6

II.2.7 Besoins d'arrosages

Tableau N°II.8: les besoins d'arrosages

Désignation	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ² .m ²)	Qmoyj (m ³ /j)
Placette	9500	2	19
Espaces verts	10000	5	50
Total			69

II.2.7 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.9. : récapitulation des différentes consommations journalières.

Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administratifs	Besoins socioculturels	Besoins commerciaux et industriels	Total Q (m ³ /j)
13053.5	85.53	89.7	39.015	20.6	51.7	13340.05

En tenant compte des différentes pertes d'eau, la consommation moyenne journalière totale de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2035, à $Q_{moyj} = 13340.05 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit de 154,67 l/s.

II.3. Calcul du débit majoré :

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement), contrairement au jugement que l'on pourrait croire les pertes sont loin d'être négligeables, elles

atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué et même 40% dans le cas d'un réseau vétuste et mal entretenu. Les fuites sur les branchements particulièrement sont en règle générale les plus nombreuses.

La valeur de taux de fuite est estimée à 15% sur l'adduction selon la direction d'hydraulique de la wilaya (D.R.E) et est donné par le tableau suivant :

Tableau N° II.10 : Estimation des Besoins majoré.

	Taux de fuites sur le réseau (%)	<i>Q_{moyj}</i> à Horizon 2035	
		(m ³ /j)	(l/s)
Ville de HAD SAHARY	15	15368.14	177.87

II.4. Variations de la consommation journalière :

II.4.1. Consommation maximale journalière :

Au cours d'année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale. Par rapport à la consommation déterminée moyenne : nous pouvons déterminer un rapport nous indiquant combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{\max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire :

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

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j);

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$

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

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

II.4.2 Consommation minimale journalière :

De même il existe une journée où la consommation est minimale. Nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière. Nous pouvons écrire :

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

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$.

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

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

Les résultats sont représentés dans le tableau II.11:

Tableau N° II.11: Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2035.

	$Q_{\text{moy},j}$		$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$		$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
ville de HAD SAHARY	15368,14	177.87	0,9	13831,33	160.08	1,3	19978,582	231.23

II.5. Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière, les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximales et minimales horaires sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

II.5.1. Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient r_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,5.
- Un coefficient s_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau n° II.12: Variation du coefficient S_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
S_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

$$K_{\max,h} = r_{\max} * S_{\max} \quad (\text{II.5})$$

Pour notre cas on prend : $r_{\max} = 1,3$ et $S_{\max} = 1,14$

$$\text{Alors : } K_{\max,h} = 1,3 * 1,14 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,482$$

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * (Q_{\max,j} / 24) = 1.482 * (19978,582 / 24) \quad Q_{\max,h} = 1233.68 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.5.2. Consommation minimale horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient r_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient S_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = r_{\min} * S_{\min} \quad (\text{II.6})$$

Tableau n° II.13: Variation du coefficient S_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
S_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend : $r_{\min} = 0,4$ et $S_{\min} = 0,63$

$$\text{Alors : } K_{\min,h} = 0,4 * 0,63 \Rightarrow K_{\min,h} = 0.252$$

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * (Q_{\max,j} / 24) = 0.252 * (19978,582 / 24) \quad Q_{\min,h} = 209.76 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.5.3. 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 N°II-14 :

Tableau N°II-14) : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [1]

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-0.2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
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	5.0	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.

Pour notre cas nous choisissons la répartition comprise entre 50001 à 100000. (Puisque le nombre d'habitants à l'année **2035** sera 52214 hab.

II.5.4. Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur est :

$$Q_h = \frac{P \% Q_{\max}}{100}$$

Avec : Q_h = débit horaire nécessaire

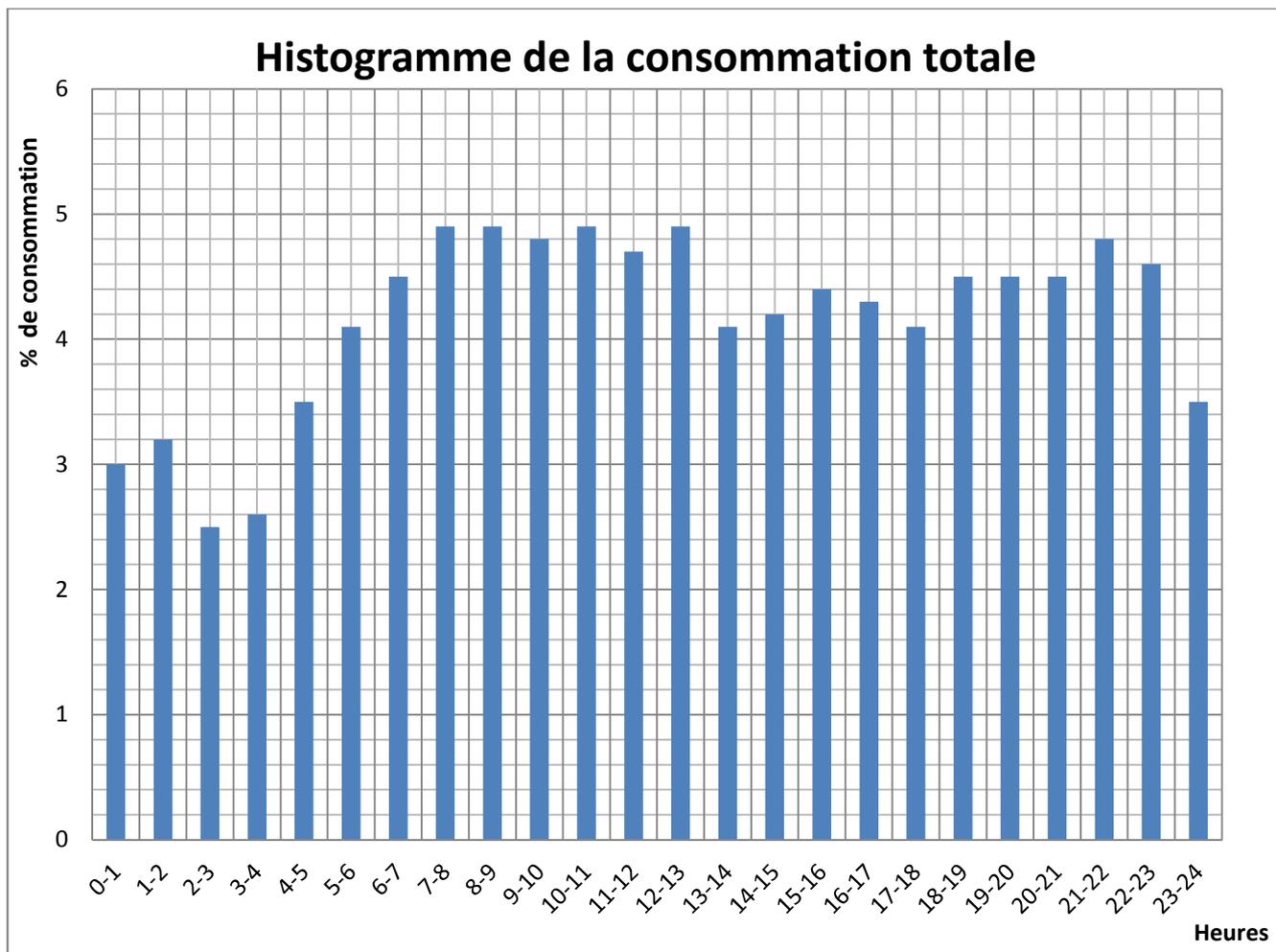
P% = pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue de quatre heures pendant la journée.

Tableau N°II.15: Répartition des débits horaires

Heurs	agglomération		arrosage		débit maximum journalier total		consommation cumulée	
	Qmaxj=19978,58 m3/j		Qmaxj=69 m3/j		Qmaxj=20047,58 m3/j		Qmaxj=20047,58m3/j	
	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-1	3	599,36			3,0	599,36	3	599,36
1-2	3,2	639,31			3,2	639,31	6,2	1238,67
2-3	2,5	499,46			2,5	499,46	8,7	1738,14
3-4	2,6	519,44			2,6	519,44	11,3	2257,58
4-5	3,5	699,25			3,5	699,25	14,8	2956,83
5-6	4,1	819,12			4,1	819,12	18,8	3775,95
6-7	4,5	899,04	25,00	17,25	4,6	916,29	23,4	4692,24
7-8	4,9	978,95	25,00	17,25	5,0	996,20	28,4	5688,44
8-9	4,9	978,95			4,9	978,95	33,3	6667,39
9-10	4,8	958,97			4,8	958,97	38,1	7626,36
10-11	4,9	978,95			4,9	978,95	42,9	8605,31
11-12	4,7	938,99			4,7	938,99	47,6	9544,30
12-13	4,9	978,95			4,9	978,95	52,5	10523,25
13-14	4,1	819,12			4,1	819,12	56,6	11342,38
14-15	4,2	839,10			4,2	839,10	60,8	12181,48
15-16	4,4	879,06	25,00	17,25	4,5	896,31	65,2	13077,78
16-17	4,3	859,08	25,00	17,25	4,4	876,33	69,6	13954,11
17-18	4,1	819,12			4,1	819,12	73,7	14773,23
18-19	4,5	899,04			4,5	899,04	78,2	15672,27
19-20	4,5	899,04			4,5	899,04	82,7	16571,31
20-21	4,5	899,04			4,5	899,04	87,2	17470,34
21-22	4,8	958,97			4,8	958,97	91,9	18429,32
22-23	4,6	919,01			4,6	919,01	96,5	19348,33
23-24	3,5	699,25			3,5	699,25	100,0	20047,58
total	100	19978,58			100,00	20047,58		

Les résultats trouvés dans le tableauII-15 nous permettent de tracer l'histogramme de la consommation (FIG : II-2) et la courbe intégrale de la consommation totale (Fig. N°II-3):



(FIG : II-3) Histogramme de la consommation totale

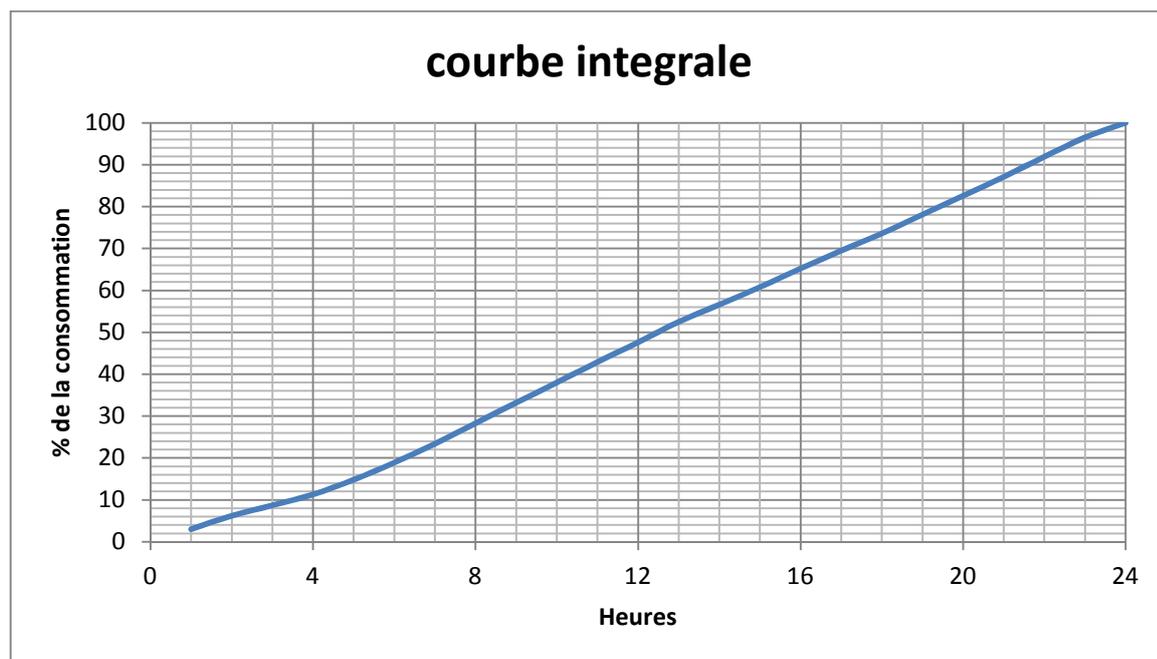


Fig. N°II-4: la courbe intégrale de la consommation totale

II.6. Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau :

Dans le but de connaître si notre débit des ressources existantes satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y à un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà présenté dans le chapitre (I), la ville dispose des ressources donnant un débit actuel total de 78.5 l/s qui est équivalent à $6782.4\text{m}^3/\text{j}$, ce qui suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2035.

Les seul sources actuelles en eau potable de la ville de HAD SAHARY sont les trois forages F1,F2 et F3 et d'après les habitants de la ville ainsi que le service local, la source F3 n'est pas potable vue l'augmentation du degré de salinité et la mauvaise qualité de cette eau. Dans ce cas ; seulement les sources F1 et F2 ne peuvent en aucun cas couvrir les besoins qui sont sans cesse en croissance, ce qui nous oblige a l'exploitation rationnelle de toutes les ressources et les installations disponibles.

La ville de HAD SAHARY connaît cependant des perturbations et des coupures d'eau qui sont dues au manque énorme en eau potable et l'insuffisance du débit actuel, pour remédier à cette situation des nouveaux forages ont été projeté et réalisé près de la ville.

Pour préserver cette richesse naturelle il y a lieu dès à présent de prévoir :

- L'installation des compteurs d'eau à l'arrivée et au départ du réservoir pour pouvoir évaluer la quantité a distribuées et des pertes.
- La réalisation d'un nouveau schéma de distribution qui doit répondre aux exigences techniques et économiques pour avoir une distribution équitable et durable.
- L'installation obligatoire des compteurs d'eau au niveau de tous les abonnés dans le but de préserver cette ressource contre le gaspillage.

Tableau N°II-16) : Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins

Horizons	2013		2035	
Unite	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Q max j	7157.08	82.84	20047.58	232.03
Débit des Ressources Actuelles	6782.4	78.5	6782.4	78.5
déficit	374.98	4.34	13265	153.53

Conclusion :

Nous avons constaté que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, on essaye de projeter des nouveaux forages au niveau de champ de captage EL MAADHAR.

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction :

Dans ce présent chapitre, nous devons acheminer l'eau potable à notre agglomération qu'il doit se faire via une adduction, soit par refoulement, soit gravitaire ou mixte .L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique. Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir du champs de captage EL MAADHAR , on refoule l'eau vers le réservoir R1 de capacité 3000m³ qui a son tour fait la distribution vers le réseau.

III.1- Choix du tracé [1]:

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible
- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- Avoir un tracé le plus court possible.
- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étend sur une longueur de 2900 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte que la conduite traverse une zone urbaine, et peut être exposée aux branchements non autorisés. A cet effet, un contrôle périodique par les services concernés (Distribution d'eau) s'avère indispensable.

III.2- Choix du type de tuyaux[2] :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture, de transport et de la pose de canalisations.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en fonte ductile qui présentent les avantages suivantes :

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du 1/20eme du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

III.3. Etude technico-économique de l'adduction

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

La première étape consisté à déterminer le diamètre de la conduite à l'aide d'une formule donnant le diamètre économique approximativement.

$$\text{La formule de BONNIN : } \mathbf{D = \sqrt{Q}} \quad \text{(III-1)}$$

$$\text{La formule de BRESSE : } \mathbf{D = 1,5 \sqrt{Q}} \quad \text{(III-2)}$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre;
- Q : Débit véhiculé en m³/s;

On remarque bien que ces deux formules nous ne pouvons pas les utilisés dans le dimensionnement, car elles ne prennent que le débit comme paramètre influent sur le diamètre, au contraire on sait qu'il existe plusieurs autres paramètres, nous allons les voir, notons aussi que les formules de BONNIN et BRESSE ne seront pas utilisées que pour des vitesses constantes 1,28 m/s et 0,57 m/s respectivement,

D'autre part nous avons un point d'unification (A) et les deux sont applicables pour une conduite unique seulement.

La formule de MUNIER

$$\mathbf{Dec = (1+0.02n)\sqrt{Q}} \quad \text{(III.3)}$$

- n= nombre d'heures de pompage.
- Q = débit en m³/s.

La formule de VIBERT

$$\text{Dec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu)} \quad (\text{III.4})$$

$$\text{Dec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de 10h/24h)} \quad (\text{III.5})$$

- e= prix du kWh d'énergie ;
- f= prix de 1kg de fonte en DA.

La formule des facteurs économique

$$\text{Déc} = E^{1/(r+m)} C_j^{s/(r+m)} Q_i^{(s+1)/(r+m)} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- Q = débit en (m³/s) ;
- CJ = coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau ;
- E = un facteur économique :

$$E = 10. M. \Gamma. \gamma \quad (\text{III.7})$$

- Γ = prix du kWh d'énergie en (DA) ;

γ = coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage :

$$\gamma = \frac{1}{K_0 \cdot K_j \cdot K_H} \quad (\text{III.8})$$

- k₀ : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1,03 à 1,04 ;
- k_j : Coefficient de variation journalière de la consommation = 1,1 à 1,3 ;
on a k_j = 1.3 (d'après le chapitre II)
- k_h : Coefficient de variation horaire de la consommation,

on a $kh = 1.61$ (d'après le chapitre II)

$$\gamma = \frac{1}{1,04 \cdot 1,3 \cdot 1,61} = 0.46$$

M: Facteur tenant compte de matériau de la canalisation :

Tableau III.1. : Les valeurs de M

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
plastique	0,13

- α : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau ;

et m sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.2.: Les valeurs de K , m et

Tuyau	K	m	
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

- α : Coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre ; tel

$$C_{\text{cons}} = a + b \cdot D^\alpha \quad (\text{III.9})$$

- C_{cons} = coût de construction de la canalisation ;

a, b : grandeurs dépendant du type de matériau , de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{\text{cons}} - a = b \cdot D^\alpha .$$

$$\text{Log} (C_{\text{cons}} - a) = \log b + \alpha \log D \quad (\text{III.10})$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau III.3.: Les valeurs de r , a et b :

Tuyau	r	a	b
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A .ciment	1.95	78	11.0
Plastique	1.95	157	9.00

$$\text{Déc} = E^{1/(r+m)} C_j^{s/(r+m)} Q_i^{(s+1)/(r+m)}$$

$$\text{Déc} = 1.39 C_j^{0.28} Q_i^{0.43} \quad (\text{III.11})$$

Les formules citées ci-dessus nous donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés pour cela on doit les normaliser par utilisation de la méthode des tableaux, tenant compte d'une part des dépenses d'amortissement et d'autre part des frais d'exploitations

III.4. Frais d'exploitations et d'amortissement

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (H) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation.

III.4.1. Calcul des pertes de charges

III.4.1.1. Pertes de charge linéaires :

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D^2 g} = l * L \quad (\text{III.12})$$

- V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)
- I: gradient hydraulique en (m/m)
- Le coefficient est obtenu par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{III.13})$$

- Re: nombre de Reynolds. Il est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.14})$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{III.15})$$

- t: température de l'eau en degré;
- A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks =10⁻⁶ m²/s

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

$$K_s = K_0 + T \quad (\text{III.16})$$

- k₀ : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.
- T : le coefficient de vieillissement de conduite (T = 0,04 mm/an)
- T : temps de service, (t = 20 ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 20 = 1,6$ mm.

III.4.1.2. Pertes de charge singulières :

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales 5 à 10% des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas on prend $\Delta H_s = 10\% . \Delta H_l = 0,1 . \Delta H_l$

Par suite la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s = 1,1 . \Delta H_l \quad (\text{III-17})$$

Avec :

- ΔH_T : Perte de charge totale (m)
- ΔH_S : Perte de charge singulière (m)
- ΔH_l : Perte de charge linéaire (m).

A la fin on trouve :

$$\Delta H_T = 1,1. I. L$$

- L : Longueur géométrique (m)

III.4.2.. Détermination de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III.18})$$

Hg: la hauteur géométrique

H_t: pertes de charge totale

III.4.3. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est définie comme suit:

$$P = \frac{\gamma * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{III.19})$$

- η : rendement de la pompe en (65-90) (%)
- Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- γ : pesanteur (9.81 m/s²)

III.4.4 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{III.20})$$

- t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)
- P: puissance de la pompe en (kW)

III.4.5. Calcul des frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{III.21})$$

- E: énergie consommée par la pompe en (Kw H))
- E: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

III.4.6. Frais d'amortissement

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

$$Fam = Prc * A \quad [DA]$$

- Prc: prix de ml de la conduite en (DA)
- A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III.22)$$

- ✓ i: Taux d'annuité annuel (Algérie), i = 8 %
- ✓ n: nombre d'années d'amortissement, n = 20 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,10185 = 10,185(\%)$$

III.5. Choix des pompes

La situation du forage et sa cote sont données. Il reste à déterminer les caractéristiques des pompes des forages qui ont une double fonction : aspirer et refouler l'eau vers le réservoir de distribution

III.5.1.Choix du type d'installation

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe :

- Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol inférieure à 6 m, on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).
- Pour une profondeur supérieure à 6 m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour nos ouvrages de production (forage F1 ; forage F2) le niveau dynamique se trouve à une profondeur de 57 m pour les deux forages.

III.5.2.Les groupes immergés

III.5.2.1.Description

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique avec accouplement rigide. En principe, ils sont prévus pour une installation verticale

stationnaire immergée dans l'eau.

Corps d'aspiration entre la pompe et le moteur équipé d'une crépine d'aspiration protégeant la pompe contre les grosses impuretés contenues dans le liquide pompé.

III.5.2.2. Conditions d'installation

Les groupes immergés sont prévus pour l'installation dans des forages, bassins, réservoirs ou cuves. Etant donné qu'ils fonctionnent complètement immergés.

Les groupes immergés ne doivent en aucun cas reposer sur le radier du forage ni venir s'appuyer contre la paroi du forage.

La température maximale admissible (T_{maxi}) et la vitesse d'écoulement requise autour du moteur sont indiquées sur la plaque signalétique et dans la confirmation de commande. La vitesse d'écoulement requise est en fonction du diamètre extérieur du moteur et des conditions d'installation.

La formation de vortex pouvant entraîné l'aspiration d'air ou la marche à sec du palier supérieur de la pompe doit être évitée.

La pompe ne doit jamais fonctionner à sec. En cas de rendement insuffisant du forage ou variations importantes du niveau d'eau, installer impérativement un dispositif de protection.

La profondeur d'immersion des groupes doit être supérieure à 0,5m.

III.5.3. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ($NPSH$) $_r$ minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

III.6. Dimensionnement de l'adduction :

Il s'agit de refoulement des eaux des forages (02forages) de notre champ de captage vers le point de ramification (A) et puis vers le réservoir de distribution.



Tableau III.4. Caractéristiques de chaque tronçon :

Tronçon	Débit (l/s)	longueur(m)	C _T amont (m)	C _{TP} aval (m)
ForageFUP1-A	47	13	790.1	790.1
ForageFUP2-A	47	125	786.5	790.1
A-R1	94	2900	790.1	845.72

- **Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe**

$$H_{cal} = H_g + h_p + P_{ex} \quad (\text{III.23})$$

P_{ex} : pression d'exhaure $P_{ex} = 1.5\text{m}$

$H_g = C_{tp} - C_{pe}$

- C_{tp} : cote de trop plein

- C_{pe} : cote du plan d'eau
- C_{PE} = C_T - ND = 790.1 - 57 = 733.1 m
- ND : niveau dynamique (m)
- Donc :
- H_g = 845.72 - 733.1 = 112.62m H_g = 112.62 m

$$H_{cal} = 112.62 + 13.068 + 1.5 = 127.19 \text{ m}$$

On a Q=47l/s et H_{cal}=127.19 m

d' après le logiciel caprari

Type de pompe E10S55/5A + MAC10125-8V

- ✓ Debit Q=47.1 l/s
- ✓ H_{mt}=128m
- ✓ Vitesse de rotation n=2900 tr/min
- ✓ Puissance absorbée P_a=92 Kw
- ✓ Le rendement =78.5%

➤ **Dimensionnement de tronçon FUP1-A**

Tableau III.5. Calcul de H_c du tronçon F UP1 -A

D(mm)	Q(m ³ /s)	v(m/s)	λ	L _g (m)	ΔH _l (m)	ΔH _t (m)	H _g (m)	H _c
150	0,047	2,661	0,039	2913	1,229	1,352	112,62	113,972
200	0,047	1,497	0,036	2913	0,265	0,292	112,62	112,912
250	0,047	0,958	0,033	2913	0,081	0,089	112,62	112,709
300	0,047	0,665	0,031	2913	0,031	0,034	112,62	112,654
350	0,047	0,489	0,030	2913	0,014	0,015	112,62	112,635
400	0,047	0,374	0,029	2913	0,007	0,007	112,62	112,627
450	0,047	0,296	0,028	2913	0,004	0,004	112,62	112,624
500	0,047	0,239	0,027	2913	0,002	0,002	112,62	112,622

Tableau III.6. Détermination des frais d'exploitation du tronçon F UP1 –A

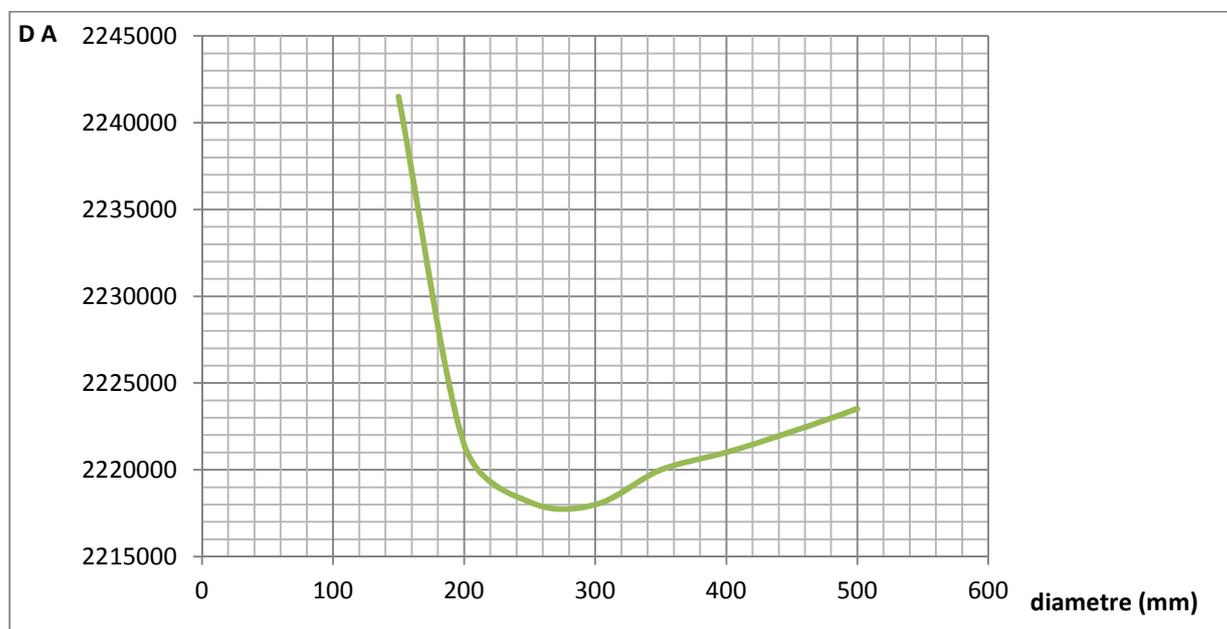
D(mm)	Q(m ³ /s)	HMT	P(kw)	δ	E(KWh)	Frais d'exploitation (Da)
150	0,0470	113,972	65,686	4,67	479509,58	2239310
200	0,0470	112,912	65,075	4,67	475048,48	2218476
250	0,0470	112,709	64,958	4,67	474196,29	2214497
300	0,0470	112,654	64,927	4,67	473964,20	2213413
350	0,0470	112,635	64,916	4,67	473884,83	2213042
400	0,0470	112,627	64,911	4,67	473853,00	2212894
450	0,0470	112,624	64,909	4,67	473838,65	2212826
500	0,0470	112,622	64,908	4,67	473831,56	2212793

Tableau III.7. : Détermination du montant d'amortissement du tronçon FUP1-A

D(mm)	Prix de ml(DA)	Lg(m)	Montants d'amortissement(Da)
150	1657	13	2194
200	2255	13	2986
250	2756	13	3649
300	3455,52	13	4575
350	5249,74	13	6951
400	6125,96	13	8111
450	7078,18	13	9372
500	8100,4	13	10725

Tableau III.8: Bilan du tronçon FUP1-A:

D(mm)	frais d'exploitation (DA)	frais d'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
150	2239310	2194	2241504
200	2218476	2986	2221462
250	2214497	3649	2218146
300	2213413	4575	2217988
350	2213042	6951	2219993
400	2212894	8111	2221005
450	2212826	9372	2222198
500	2212793	10725	2223519

**Figure III.2 : frais total de tronçon FUP1-A**

Interprétation :

D'après les tableaux précédents, nous pouvons constater que le diamètre économique répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 300mm**.

III.6.2. Forage UP2-A :➤ **Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe**

$$H_{cal} = H_g + h_p + P_{ex}$$

P_{ex} : pression d'exhaure $P_{ex} = 1.5m$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe}$$

- C_{tp} : cote de trop plein
- C_{pe} : cote du plan d'eau
- $C_{PE} = C_T - ND = 786.5 - 57 = 729.50 m$
- ND : niveau dynamique (m)
- $H_g = 845.72 - 729.5 = 116.22m$ $H_g = 116.22 m$

$$H_{cal} = 116.22 + 13.56 + 1.5 = 131.28 m$$

On a $Q = 47l/s$ et $H_{cal} = 131.28 m$

d'après le logiciel caprari

Type de pompe E10S50/6C + MAC10125-8V

- ✓ Débit $Q = 48 l/s$
- ✓ Hmt = 137m
- ✓ Vitesse de rotation $n = 2900 tr/min$
- ✓ Puissance absorbée $P_a = 92 Kw$
- ✓ Le rendement $\eta = 78.2\%$

➤ **Dimensionnement du tronçon FUP2-A****Tableau III.9: Calcul du Hc du tronçon F UP2 –A**

D(mm)	Q(m ³ /s)	v(m/s)	λ	Lg(m)	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	Hc
150	0,047	2,661	0,039	3025	11,817	12,998	116,22	129,218
200	0,047	1,497	0,036	3025	2,548	2,803	116,22	119,023
250	0,047	0,958	0,033	3025	0,778	0,855	116,22	117,075
300	0,047	0,665	0,031	3025	0,295	0,325	116,22	116,545
350	0,047	0,489	0,030	3025	0,130	0,143	116,22	116,363
400	0,047	0,374	0,029	3025	0,064	0,071	116,22	116,291
450	0,047	0,296	0,028	3025	0,034	0,038	116,22	116,258
500	0,047	0,239	0,027	3025	0,020	0,022	116,22	116,242

Tableau III.10. Determination des frais d'exploitation du tronçon F UP2 –A

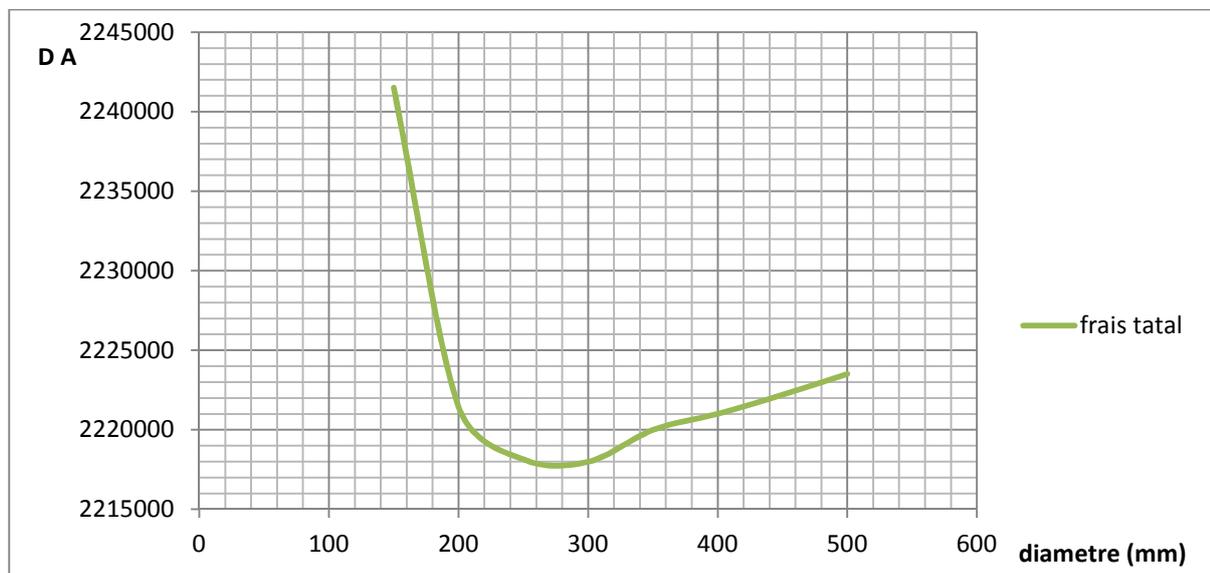
D(mm)	Q(m ³ /s)	HMT	P(kw)	δ	E(KWh)	Frais d'exploitation (Da)
150	0,0470	129,218	74,473	4,67	543656,06	2538874
200	0,0470	119,023	68,597	4,67	500760,88	2338553
250	0,0470	117,075	67,475	4,67	492566,72	2300287
300	0,0470	116,545	67,169	4,67	490335,08	2289865
350	0,0470	116,363	67,065	4,67	489571,90	2286301
400	0,0470	116,291	67,023	4,67	489265,88	2284872
450	0,0470	116,258	67,004	4,67	489127,85	2284227
500	0,0470	116,242	66,994	4,67	489059,68	2283909

Tableau III.11. : Détermination du montant d'amortissement du tronçon FUP2-A

D(mm)	Prix de ml(DA)	Lg(m)	Montants d'amortissement(Da)
150	1657	125	21096
200	2255	125	28709
250	2756	125	35087
300	3455,52	125	43993
350	5249,74	125	66836
400	6125,96	125	77991
450	7078,18	125	90114
500	8100,4	125	103128

Tableau III.12.: Bilan du tronçon FUP2-A:

D(mm)	frais d'exploitation (DA)	frais d'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
150	2538874	21096	2559969
200	2338553	28709	2367262
250	2300287	35087	2335374
300	2289865	43993	2333858
350	2286301	66836	2353137
400	2284872	77991	2362863
450	2284227	90114	2374341
500	2283909	103128	2387037

**Figure III.3 : frais total de tronçon FUP2-A****Interprétation :**

D'après les tableaux précédents, nous pouvons constater que le diamètre économique répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 300mm**.

III.6.3 Tronçon A- Reservoir de distribution

$$Q = 94 \text{ l/s} = 0.094 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2900 \text{ m}$$

$$H_g = 845.72 - 790.1 = 55.62 \text{ m}$$

Tableau III.13: Calcul de Hc du tronçon A-Réservoir de distribution

D(mm)	Q(m3/s)	v(m/s)	λ	Lg(m)	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	Hc
150	0,094	5,322	0,039	2900	1096,596	1206,255	55,62	1261,875
200	0,094	2,994	0,036	2900	236,466	260,112	55,62	315,732
250	0,094	1,916	0,033	2900	72,157	79,373	55,62	134,993
300	0,094	1,331	0,031	2900	27,409	30,150	55,62	85,770
350	0,094	0,978	0,030	2900	12,105	13,316	55,62	68,936
400	0,094	0,748	0,029	2900	5,969	6,566	55,62	62,186
450	0,094	0,591	0,028	2900	3,201	3,522	55,62	59,142
500	0,094	0,479	0,027	2900	1,834	2,018	55,62	57,638

Tableau III.14. Determination des frais d'exploitation du tronçon A-Reservoir

D (mm)	Q(m3/s)	HMT	P(kw)	δ	E(KWh)	Frais d'exploitation (Da)
150	0,0940	1261,875	1454,532	4,67	10618083,86	49586452
200	0,0940	315,732	363,937	4,67	2656738,73	12406970
250	0,0940	134,993	155,603	4,67	1135902,66	5304665
300	0,0940	85,770	98,865	4,67	721710,88	3370390
350	0,0940	68,936	79,461	4,67	580063,29	2708896
400	0,0940	62,186	71,680	4,67	523266,36	2443654
450	0,0940	59,142	68,171	4,67	497647,81	2324015
500	0,0940	57,638	66,438	4,67	484995,69	2264930

Tableau III.15: Détermination du montant d'amortissement :

D(mm)	Prix de ml(DA)	Lg(m)	Montants d'amortissement (Da)
150	1657	2900	489420
200	2255	2900	666048
250	2756	2900	814026
300	3455,52	2900	1020640
350	5249,74	2900	1550589
400	6125,96	2900	1809394
450	7078,18	2900	2090647
500	8100,4	2900	2392575

Tableau III.16: Bilan du tronçon A-Réservoir de distribution :

D(mm)	frais d'exploitation (DA)	frais d'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
150	49586452	489420	50075871
200	12406970	666048	13073018
250	5304665	814026	6118691
300	3370390	1020640	4391029
350	2708896	1550589	4259485
400	2443654	1809394	4253048
450	2324015	2090647	4414662
500	2264930	2392575	4657505

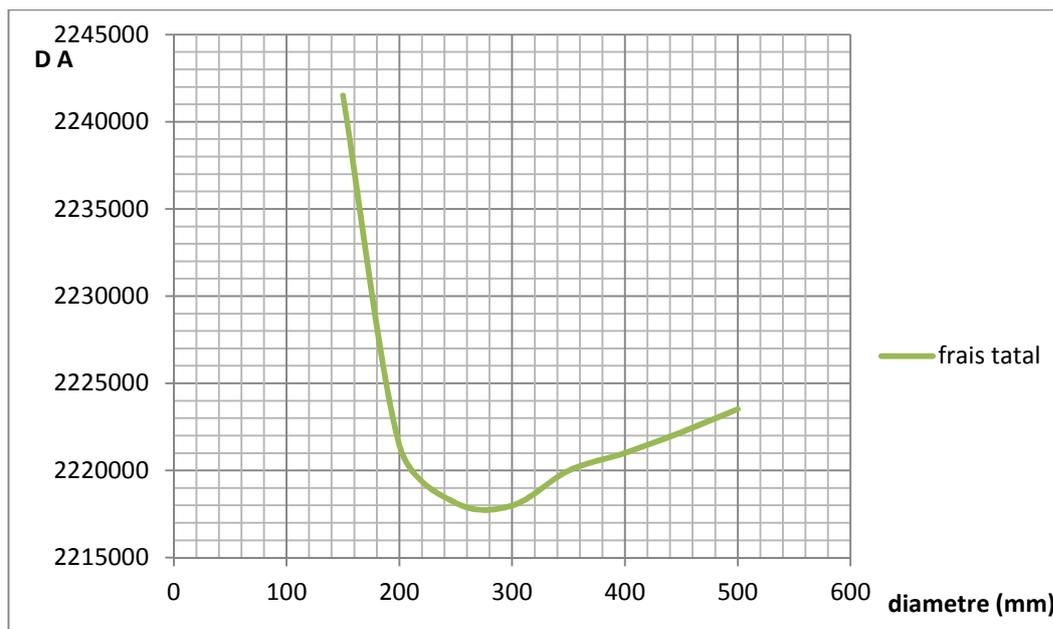


Figure III.4 : frais total de tronçon A-Réservoir de distribution

Interprétation :

D'après les tableaux précédents, nous pouvons constater que le diamètre économique répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 350mm**

III.6.4. Les bilans globaux

Le tableau ci-après regroupe les bilans globaux des différents tronçons .

Tableau III.17 bilan de chaque tronçon :

Tronçon	Frais total (DA)
FUP1-A	2.217.988
FUP2-A	2.333.858
A-Réservoir de distribution	4.259.485
Total (DA)	8.811.331

Tableau III.18 : dimensionnement final de l'adduction :

Tronçon	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
FUP1-A	300	0.665	13
FUP2-A	300	0.665	125
A-Réservoir de distribution	350	0.978	2900

III.7.Dimension et choix des pompes immergées

III.7.1. Calcul les hauteurs manométriques totales

III.7.1.1. Pour le forage UP1

$$HMT = C_{PA} - C_{TF1} + ND_{F1} + H_{A-F1} \quad (\text{III.24})$$

Avec :

- C_{PA} : Cote Piézométrique du point A .
- C_{TF1} : Cote du terrain du forage 1
- ND_F : Niveau dynamique du forage 1.

$$C_{PA} = C_{TP} + H_{A-R} = 845.72 + 13.32 = 859.04 \text{ m}$$

$$\text{A.N} \quad HMT = 859.04 - 790.1 + 57 + 0.034 = 125.98 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \quad HMT = 125.98 \text{ m}$$

III.7.1.2. Pour le forage UP2

$$HMT = C_{PA} - C_{TF2} + ND_{F2} + H_{A-F2} \quad (\text{III.25})$$

Avec :

- C_{PA} : Cote Piézométrique du point A .
- C_{TF2} : Cote du terrain du forage 2
- ND_F : Niveau dynamique du forage 2.

$$\text{A.N} \quad HMT = 859.04 - 786.5 + 57 + 0.3 = 129.84 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \quad HMT = 129.84 \text{ m}$$

III.7.2. Choix des pompes immergées

En introduisant le débit Q et la HMT dans le logiciel CAPRARI nous obtenons :

1) Pour le forage FUP1 le débit et la HMT requis sont (47 l/s , 125.98 m)

Tableau III.19 Variantes pour le choix du type de pompe pour le forage (FUP1) [3]:

variante	Qref (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	47.3	127	E10S55/5A	78.5	2900	75.2	6.66
2	46.7	125	P9L/6/35/6D	78.2	2900	72.9	7.11
3	46.6	124	E10S50/5B	78	2900	72.6	6.36
4	48.7	135	E12S50/4A	77	2900	83.6	5.59

Interprétation :

D'après les critères du choix de type de pompe ,la variante choisie c'est la première variante

Caractéristiques de la pompe de la pompe choisie

- Pompe de type E10S55/5A+ MAC10125-8V
- Pompe immergée semi-axiale.
- Corps d'aspiration, de refoulement et diffuseurs : en fonte.
- Roues : en bronze, bloquées sur l'arbre par des douilles coniques en acier inoxydable.
- Arbre : en acier inoxydable, guidé aux extrémités et au niveau de chaque diffuseur par des paliers protégés contre la pénétration de sable.
- Accouplement, visserie, crépine et gouttière de protection des câbles en acier inoxydable.
- Clapet de retenue : incorporé, avec orifice à bride, doté de contre-bride.

-Peinture: homologuée pour eau potable.

Moteur électrique

-Asynchrone, triphasé, lubrifié par le liquide interne.

Données techniques / Caractéristiques

Q : 47.3 l/s

H : 127 m

n. pole : 2

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 92 kW

Tension : 400 V

2) Pour le forage FUP2 le débit et la HMT requis sont (47 l/s , 129.84m)

Tableau III.20 : Variantes pour le choix du type de pompe pour le forage (FUP2) [3]

variante	Qref (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	η (%)	Nombre de tours(tr/mi)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	48.2	137	E10S50/6C	78.2	2900	82.4	6.65
2	47.9	135	P10L/6/35/5C	78.2	2900	78	5.97
3	47.5	133	P9L/6/35/6C	78	2900	77.9	7.27
4	48.1	136	E12S50/4A	76.9	2900	83.4	5.56

Interprétation :

D'après les critères du choix de type de pompe la variante choisie c'est la troisième variante avec les caractéristiques suivantes :

Caractéristiques de la pompe de la pompe choisie pour le forage (FUP 2)

Pompe de type P9L/6/35/6C

Q : 47,54 l/s

H : 133 m

n. poles : 2

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 90 kW

Tension : 400 V

III.8. Courbes caractéristiques des pompes [3] :

Les performances des pompes sont généralement indiquées à l'aide des courbes rassemblant les grandeurs physiques nécessaires au choix.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$.
- Le rendement en fonction de débit $\eta = f(Q)$.
- La courbe de la puissance en fonction de débit : $P = f(Q)$.
- la courbe de NPSH en fonction de débit : $[NPSH]_r = f(Q)$.

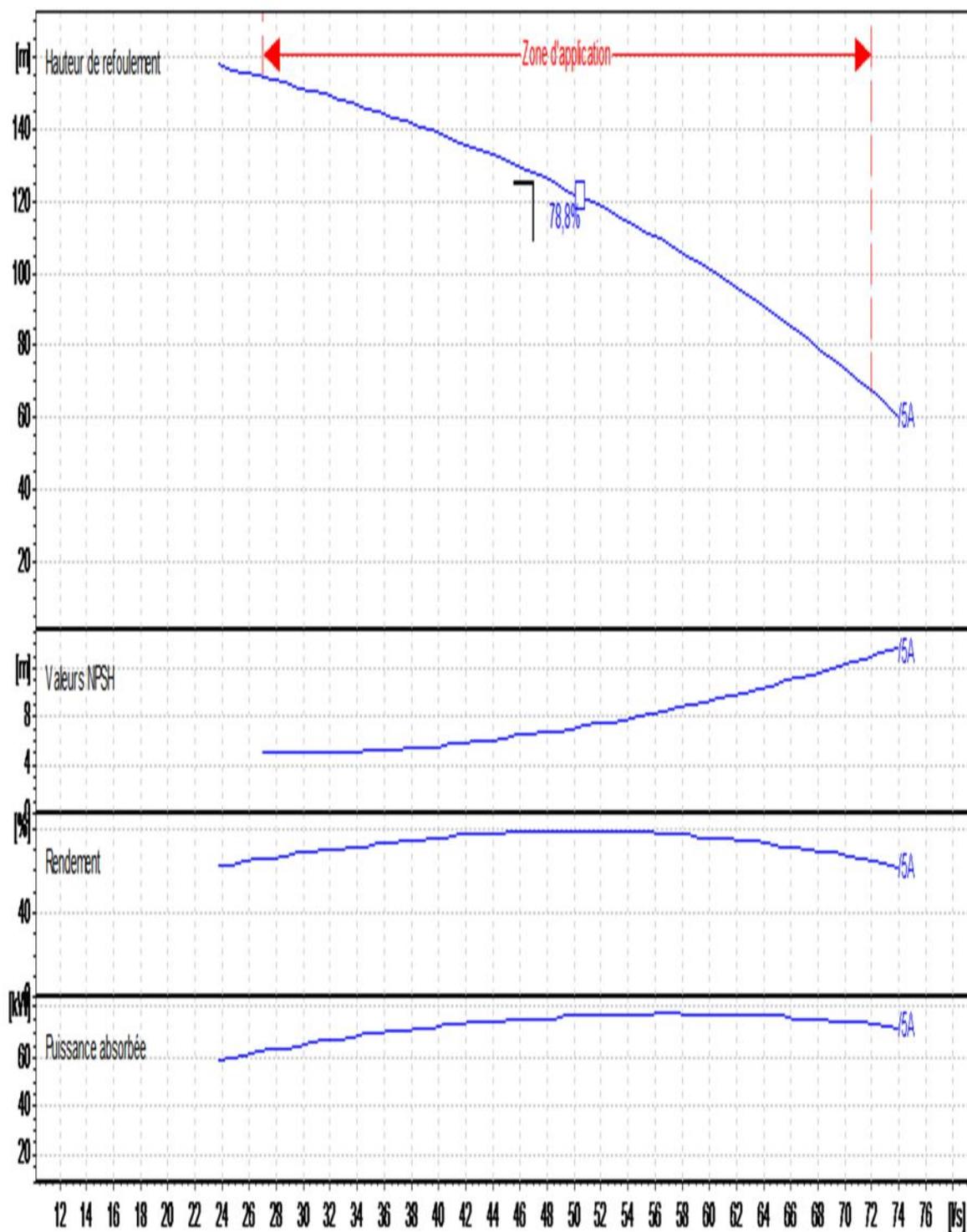


Figure III.5. Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour le forage FUP 1

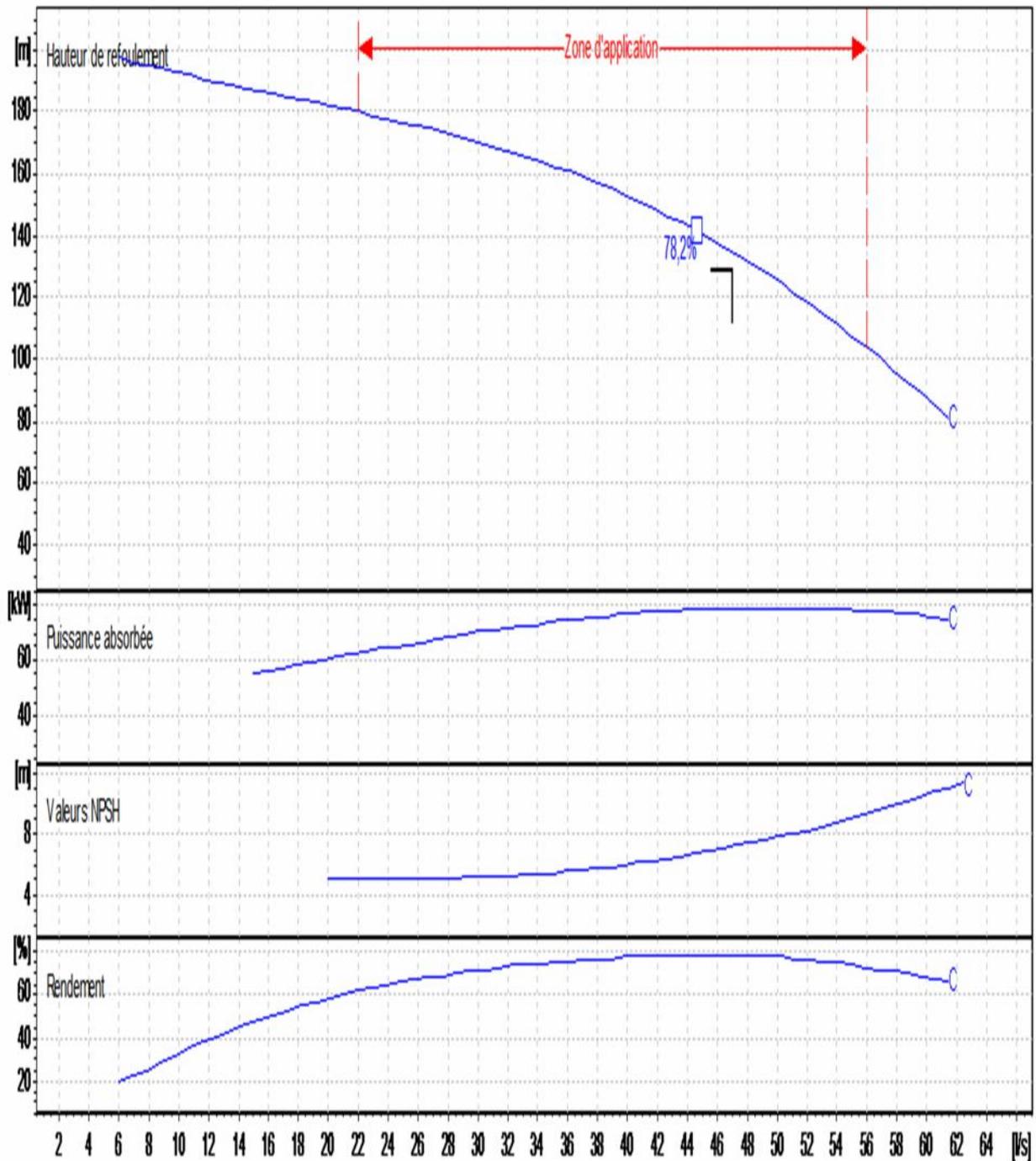


Figure III.6. Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour le forage FUP 2

III.9. Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \tag{III-26}$$

Avec : Hg : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad \text{(III-27)}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^5} \quad \text{(III-28)}$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

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

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

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

Tableau III.21 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement du tronçon A-Réservoir

N°	Q(m3/s)	Hg(m)	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc(m)
1	0	55,62	0,00	0,00	55,62
2	0,01	55,62	0,14	0,15	55,77
3	0,02	55,62	0,55	0,60	56,22
4	0,03	55,62	1,23	1,36	56,98
5	0,04	55,62	2,19	2,41	58,03
6	0,05	55,62	3,43	3,77	59,39
7	0,06	55,62	4,93	5,43	61,05
8	0,07	55,62	6,71	7,38	63,00
9	0,08	55,62	8,77	9,65	65,27
9	0,07	55,62	6,71	7,38	63,00
10	0,09	55,62	11,10	12,21	67,83
11	0,1	55,62	13,70	15,07	70,69
12	0,11	55,62	16,58	18,24	73,86
13	0,12	55,62	19,73	21,70	77,32

D'après le tableau III-21 , on trace la courbe caractéristique de la conduite A-R ; courbe de la hauteur en fonction du débit ; $H_c = f(Q)$.

De la même manière, on trace les courbes caractéristique de chaque tronçon .

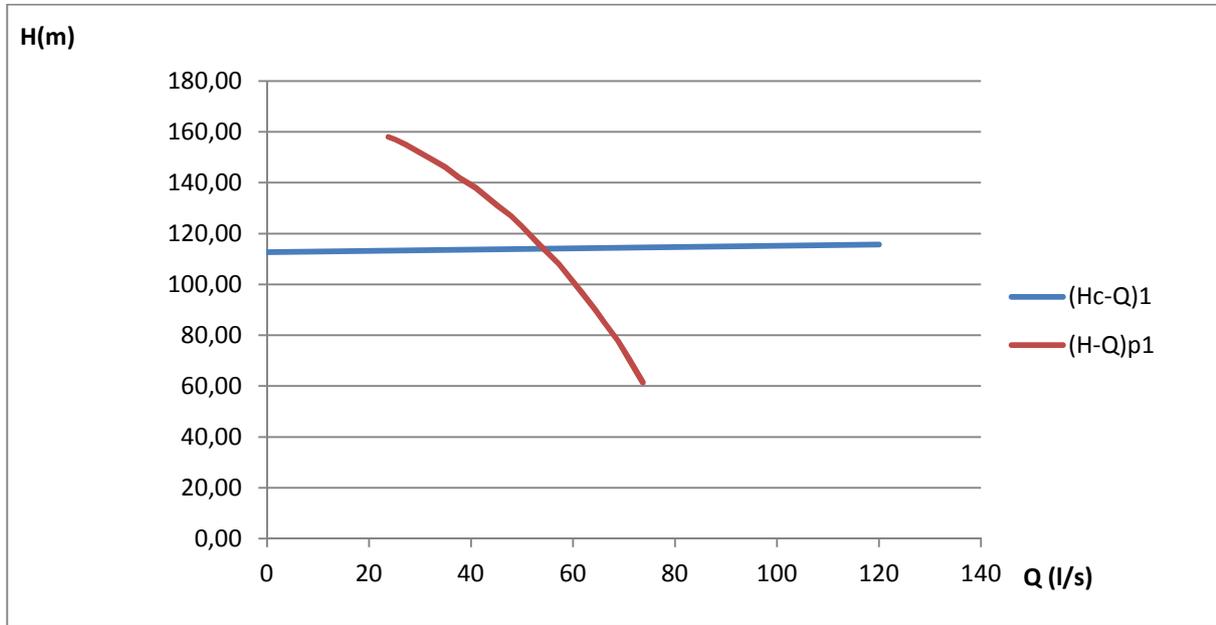


Figure III.7.Les courbes caractéristiques (FUP1-A)

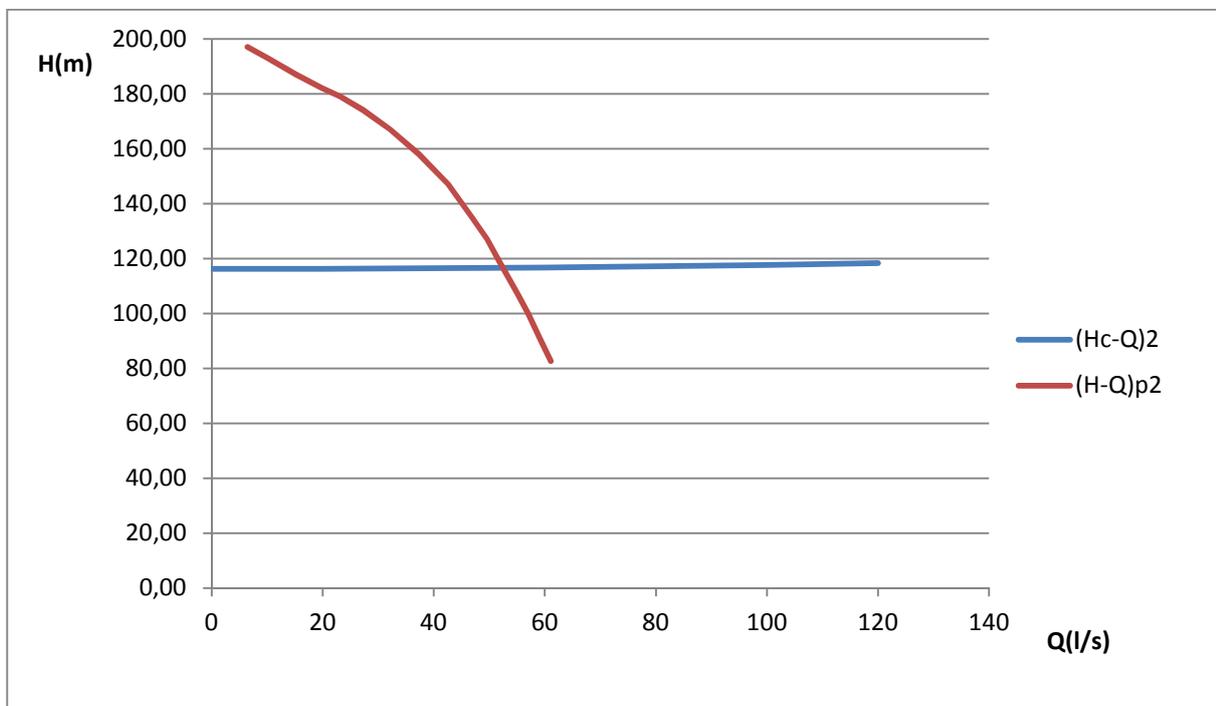


Figure III.8.Les courbes caractéristiques (FUP2-A)

III.10- Point de fonctionnement:

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$ et celles de la conduite $H_c=f(Q)$ sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Modification de la vitesse de rotation ;
- Modification du temps de pompage ;
- Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

Nous devons déterminer les courbes résultantes suivantes :

- couplage des deux pompes en parallèles
- couplage des deux conduites en parallèles

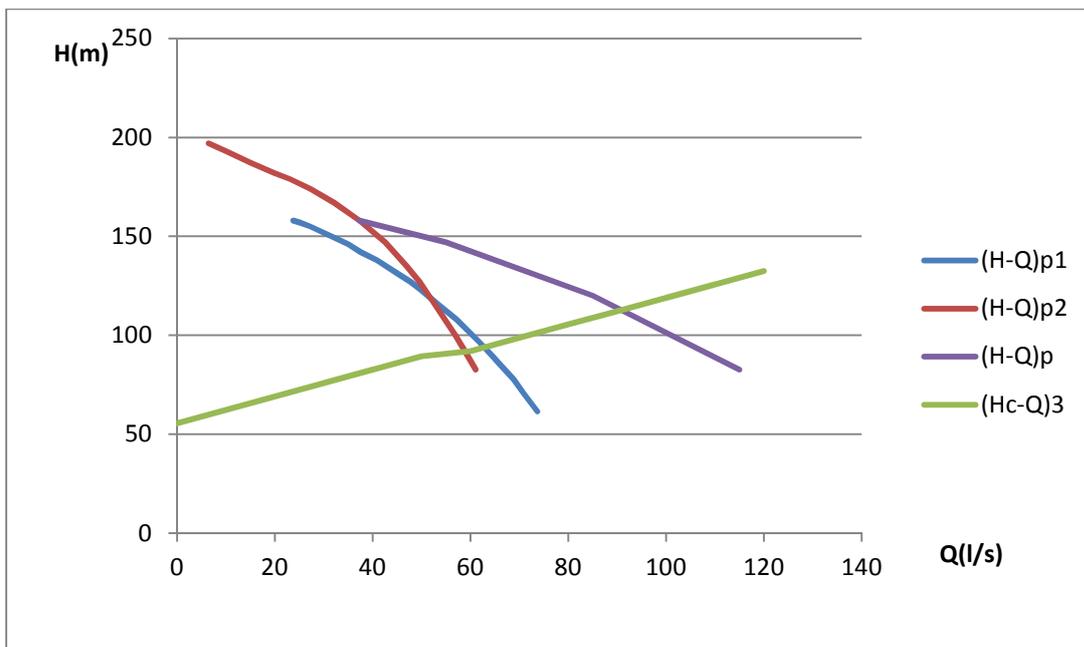


Figure III.9: les courbes caractéristiques de couplage des deux pompes

Interprétation :

$(H-Q)_p$: courbe caractéristique résultante des deux pompes couplées en parallèle .

$(H-Q)_3$: courbe caractéristiques résultante des trois conduites couplées en parallèle .

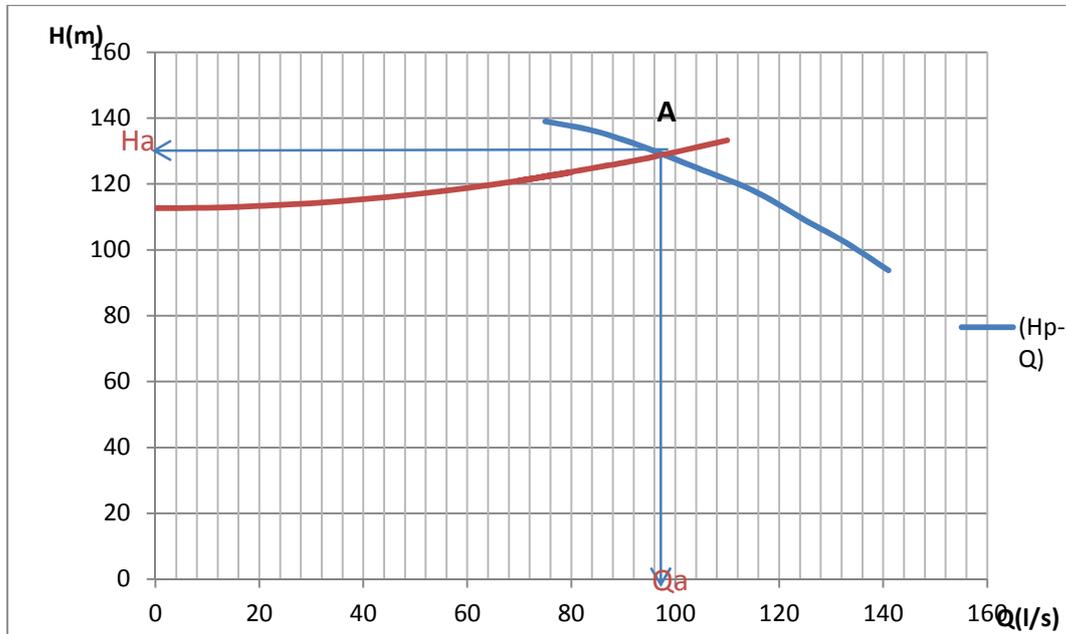


Figure III.10 : Point de fonctionnement

Interpretation

(H_p-Q) : courbe caractéristique résultante des deux pompes.

(H_c-Q) : courbe caractéristique des trois conduites couplées en série .

A : point de fonctionnement tel que

- $Q_A = 98 \text{ l/s}$
- $H_A = 130.5 \text{ m}$
- $\eta_A = 78 \%$

Le débit demandé $Q_d = 94 \text{ l/s}$ est inférieur au débit de point de fonctionnement et même la charge donc nous ne serons pas obligés de proposer un mode de réglage car la pompe fonctionnera dans de bonnes conditions, notre point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement (plus ou moins de 10%) pour un rendement optimal.

Conclusion

Le calcul de l'adduction a été de la façon la plus économique et technique possible afin d'avoir le coup minimal tout en respectant les consignes de sécurité de longévité de l'adduction.

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite en fonte ductile de diamètre DN=300 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir R1 de distribution.

Chapitre IV : Réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et de distributions. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions.

Dans ce chapitre nous vérifierons si la capacité existante est suffisante ou si nous devons projeter d'autres réservoirs.

IV.1.Fonctions des réservoirs :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

IV.2.Emplacement des réservoirs :

Le site du réservoir doit respecter les aspects suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à dire que la côte du radier soit supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre de consommation importante.

IV.3. Type de réservoirs existants:

Reservoir R 1

- C'est un réservoir sur sol ;
- Construit en béton armé ;
- Forme circulaire ;
- Fonction stockage et alimentation ;
- Ces réservoirs reçoivent l'eau à partir de l'adduction.

IV.4.Vérification de la capacité du réservoir:

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante.

Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et d'autres part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

IV.5.Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder par :

- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et ceux de départ du réservoir.

IV.6. calcul du volume du réservoir R1:

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau N°IV.1, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, qui est estimée à 120m³.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_u = \frac{P(\%)*Q_{\max,j}}{100}$$

V_u : volume utile (m³),

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

Q_{maxj} : La consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_t = V_u + V_i$$

V_t : capacité totale du réservoir (m³).

V_i : volume d'incendie estimé à 120 m³

Tableau N°IV.1 : Calcul de la capacité du réservoir

Heures (h)	Consommation (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Capacité horaire (%)
0-1	3,0	0,0		3,0	8,3
1_2	3,2	0,0		3,2	5,1
2_3	2,5	0,0		2,5	2,6
3_4	2,6	0,0		2,6	0,0
4-5	3,5	5,0	1,5		1,5
5-6	4,1	5,0	0,9		2,4
6-7	4,6	5,0	0,4		2,9
7-8	5,0	5,0	0,0		2,9
8-9	4,9	5,0	0,1		3,0
9-10	4,8	5,0	0,2		3,2
10-11	4,9	5,0	0,1		3,3
11-12	4,7	5,0	0,3		3,7
12-13	4,9	5,0	0,1		3,8
13-14	4,1	5,0	0,9		4,7
14-15	4,2	5,0	0,8		5,5
15-16	4,5	5,0	0,5		6,0
16-17	4,4	5,0	0,6		6,7
17-18	4,1	5,0	0,9		7,6
18-19	4,5	5,0	0,5		8,1
19-20	4,5	5,0	0,5		8,6
20-21	4,5	5,0	0,5		9,1
21-22	4,8	5,0	0,2		9,3
22-23	4,6	5,0	0,4		9,7
23-24	3,5	5,0	1,5		11,3
Total	100	100			

D'où le volume utile sera :

$$V_{\text{cal}} = \frac{11.3 * 20047.58}{100} = 2265.38 \text{ m}^3$$

Et le volume total du réservoir $V_t = V_{\text{cal}} + V_{\text{inc}}$

Donc

$$V_t = 2265.38 + 120 = 2385.38 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir R1 qui est au cours de construction est de 3000 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à 2385.38 m^3 donc on conclue que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération. Par conséquent, aucun autre réservoir ne sera projeté.

IV.7 .Equipements du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- une conduite de départ ou de distribution.
- une conduite de vidange.
- une conduite de trop –plein.
- système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduit by -pass.

Ces équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

IV.7.1.conduite d'arrivée :

C'est la conduite provenant de la source par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en surverse;

- arrivée par le fond ou par le bas ;
- arrivée par le haut avec conduite noyée ;

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau.

IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) , pour éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite) Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.7.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être munie d'une conduite de trop plein.

Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

IV.7.4. Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage, de réparation ou d'inspection. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

IV.7.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivé et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge .

IV.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement,

une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. Pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectuée sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au-dessus d'un niveau défini au préalable.

IV.8. Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir

IV.8.1. Moyens de protection contre les fuites :

- Application interne par un revêtement plastique ou en bitume armé, ces travaux nécessitent beaucoup de soins.
- Injection des coulis de ciment ou d'un mélange à bas résine au niveau des fissures sous une pression de 10 à 14 bars.
- Exécution d'un enduit de ciment à l'intérieur des parois, le réservoir devra rester assez longtemps hors service.

-

IV.8.2. Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés :

En matière de réparation des réservoirs d'eau potable, il convient évidemment que les produits utilisés au contact de l'eau n'altèrent pas la "qualité alimentaire" de celle-ci.

Ces produits doivent donc :

- ne pas libérer de produit toxique en quantités supérieures au minimum défini par les normes,
- ne pas modifier les qualités organoleptiques de l'eau potable (goût, couleur et odeur),
- ne pas provoquer de réaction intempestive avec les parois.

IV.8.3. Désinfection manuelle de l'eau du réservoir

La désinfection est un moyen simple de protéger les usagers de la contamination bactériologique :

- Se procurer des berlingots d'eau de Javel à 36 degrés chronométriques dans le Commerce.

- Juger du volume disponible dans le réservoir au moment de la désinfection
- Préparer la solution désinfectante en prenant soin de diluer le volume d'eau de Javel nécessaire dans un seau d'eau juste avant de le verser, cela favorise la dispersion.
- Un temps de contact est nécessaire à la bonne action du chlore laissé agir au moins 2 h dans le réservoir
- Procéder à la désinfection de préférence la nuit ou tôt le matin

IV.8.4. Nettoyage du réservoir :

- Vérifier l'état de l'ouvrage en réparant si nécessaire l'étanchéité périphérique et éliminer tous les éléments grossiers qui auraient pu pénétrer dans les ouvrages.
- Pomper l'eau de l'ouvrage, les eaux sont soit rejetées au milieu naturel, soit introduites dans le réseau de distribution. Dans ce cas on doit informer les utilisateurs sur la non potabilité de l'eau.
- Nettoyer et désinfecter : débarrasser les parois de leurs corps étrangers par brossage, jet haute pression...,
- Rincer : Un rinçage abondant avec une eau claire doit suivre la désinfection. La solution désinfectante doit impérativement être neutralisée avant le rejet par une dilution de sa concentration.
- Contrôler : Après cette opération, faire vérifier, dans les 24 heures, la qualité de l'eau par un laboratoire agréé.

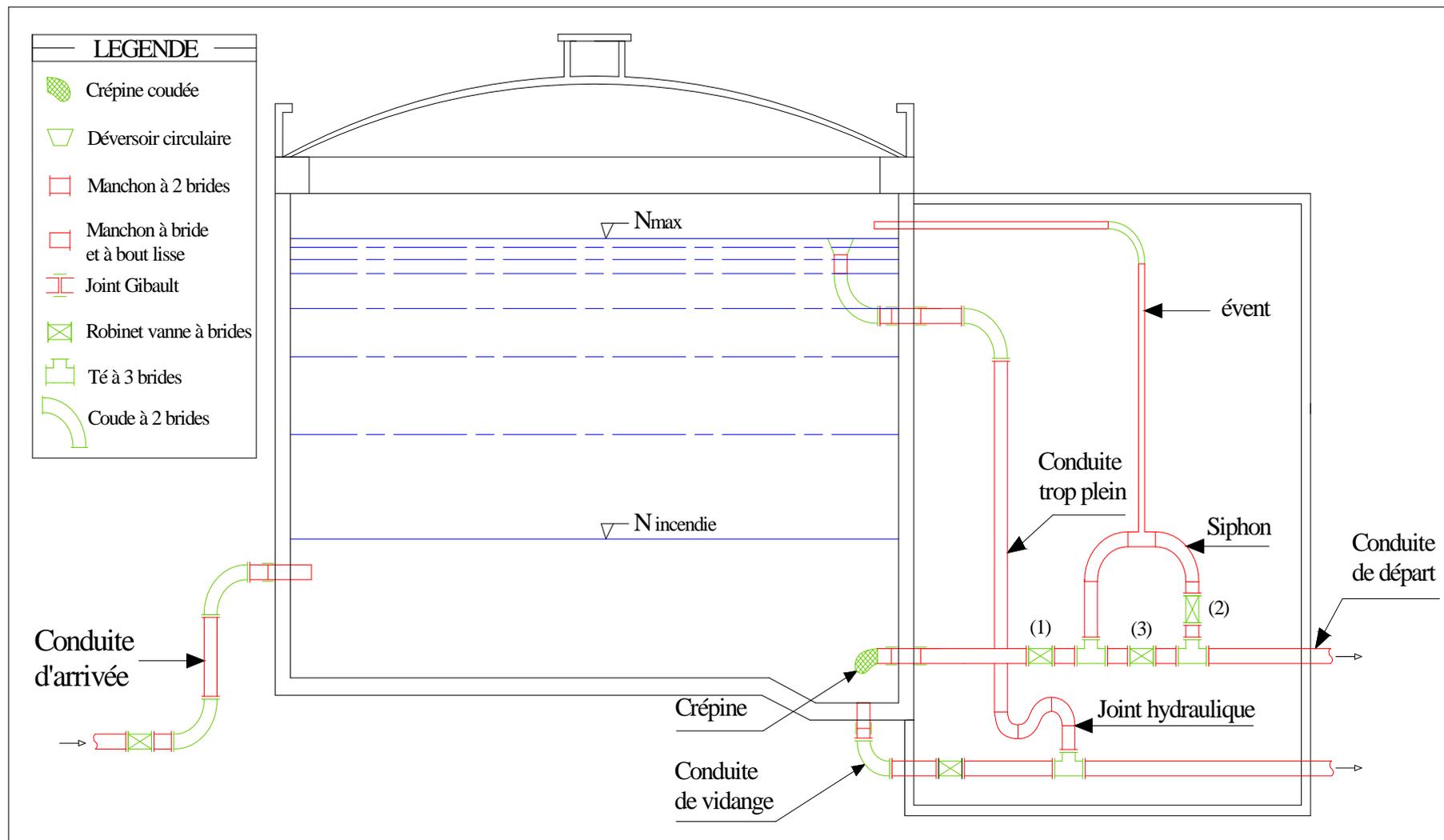


Figure IV.1 : Equipements du réservoir

Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous a permis de savoir s'il y a intérêt à projeter un réservoir, mais après la vérification du volume nous avons calculé que la ville de HAD SAHARY ne nécessite pas la projection d'un autre réservoir.

Par suite et à partir de ces résultats nous pouvons procéder au dimensionnement du réseau de distribution.

Chapitre V : Réseau de distribution

Introduction :

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront pratiqués en vue de satisfaire la demande des consommateurs en débit et pression. Toutefois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins.

V.1. Choix du système de distribution :

Dans notre cas, nous avons choisi le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

V.2. Choix du type de réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas des réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux étagés.

Le réseau de distribution choisi dans notre cas d'étude est le réseau maillé suite à de nombreux avantages qu'il procure.

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs bouches fermés en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

V.3. Principe du tracé du réseau maillé [1]

Pour le tracé du réseau maillé nous devons :

- tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés)
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

V.4. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

A .Tuyaux en fonte :

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus des inconvénients.

Avantages :

- Bonne résistances aux sollicitations du fluide ;
- Bonne résistance aux chocs et aux charges compressible ;
- Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joint, par conséquent, une réduction des risques de fuite
- Facilité de pose.

Inconvénients :

- Sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse ;
- Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un cout très élevé pendant la pose ;
- Mauvaise résistance au cisaillement ;
- Une durée de vie d'environ 30 ans.

B .Tuyaux en acier

Les tuyaux en acier sont beaucoup plus léger que les tuyaux en fonte d'où l'économie sur le transport et la pose.

Avantages :

- Résistances aux contraintes (choc, écrasement.) ;

- Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.
- Leur principal inconvénient est la corrosion.

C .Tuyaux en P.E.H.D

Avantages :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.
- Inconvénients : Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en P.E.H.D, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent.

V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie.

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- le débit spécifique à partir des débits en route
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.5.1. Détermination des débits :**a. Débit route :**

Il est défini comme étant le débit repart uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_{\text{cons}} - Q_{\text{conc}}$$

Avec

Q_r : débit route global (l/s)

Q_{cons} : débit consommé (l/s)

Q_{conc} : Somme des débits concentrés (l/s)

b. Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons

$$Q_{\text{sp}} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

L_i : somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

c. Débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{r-k} + Q_{\text{conc}} \quad \text{Avec}$$

$Q_{n,i}$: débit au nœud i (l/s)

$\sum Q_{r-k}$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)

Q_{conc} : somme des débits concentrés au nœud (l/s)

Les débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution pour les deux cas .

V.5.2.Calcul des débits :

a. Cas de pointe :

D'après le Tableau N°II.13 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 07h à 08h ;

Nous avons :

$$Q_{\text{pointe}} = 996.2 \text{ m}^3/\text{h} = 276.72 \text{ l/s}$$

et $Q_{\text{conc}} = 0$ Avec $Q_{\text{conc}} = Q_{\text{ind}} = 0$ pas d'industrie dans le périmètre d'étude

Donc $Q_{\text{route}} = Q_{\text{pointe}} = 276.72 \text{ l/s}$

$$\text{Donc } q_{\text{sp}} = \frac{276.72}{9311.25} = 0.02971 \text{ l/s /m}$$

•Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{\text{route}} = q_{\text{sp}} * L_i$$

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux N°V.1 et N°V.2.

Tableau .V .1: détermination du débit en route de chaque tronçon :

Tronçon	longueur (m)	Qspécifique (l/s/m)	Qroute (l/s)
1_2	633,14	0,02971	18,82
1_5	429,34		12,76
2_3	587,90		17,47
3_4	435,60		12,95
4_5	292,50		8,69
4_6	789,60		23,47
6_7	342,00		10,16
7_9	495,51		14,73
9_10	325,56		9,68
9_8	282,60		8,40
8_12	490,15		14,57
10_3	392,80		11,67
3_12	359,66		10,69
12_13	618,73		18,39
2_14	721,86		21,45
13_14	452,60		13,45
13_16	629,20		18,70
16_15	406,86		12,09
14_15	625,64		18,59
TOTAL	9311,25		

Tableau V.2 : détermination des débits aux nœuds de chaque tronçon

N° de nœud	tronçons	débit au nœud l/s
1	1-2,1-5	15,79
2	2-1,2-3,2-14	28,87
3	3-2,3-4,3-10,3-12	26,39
4	4-3,4-5,4-6	22,55
5	5-1,5-4	10,73
6	6-4,6-7	16,81
7	7-6,7-9	12,44
8	8-9,8-12	11,48
9	9-7,9-8,9-10	16,40
10	10-9,10-3	10,67
12	12-3,12-8,12-13	21,82
13	13-12,13-14,13-16	25,27
14	14-2,14-13,14-15	26,75
15	15-14,15-16	15,34
16	16-15,16-13	15,40
total		276,72

b. Cas de pointe plus incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement nous devons s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N°16.

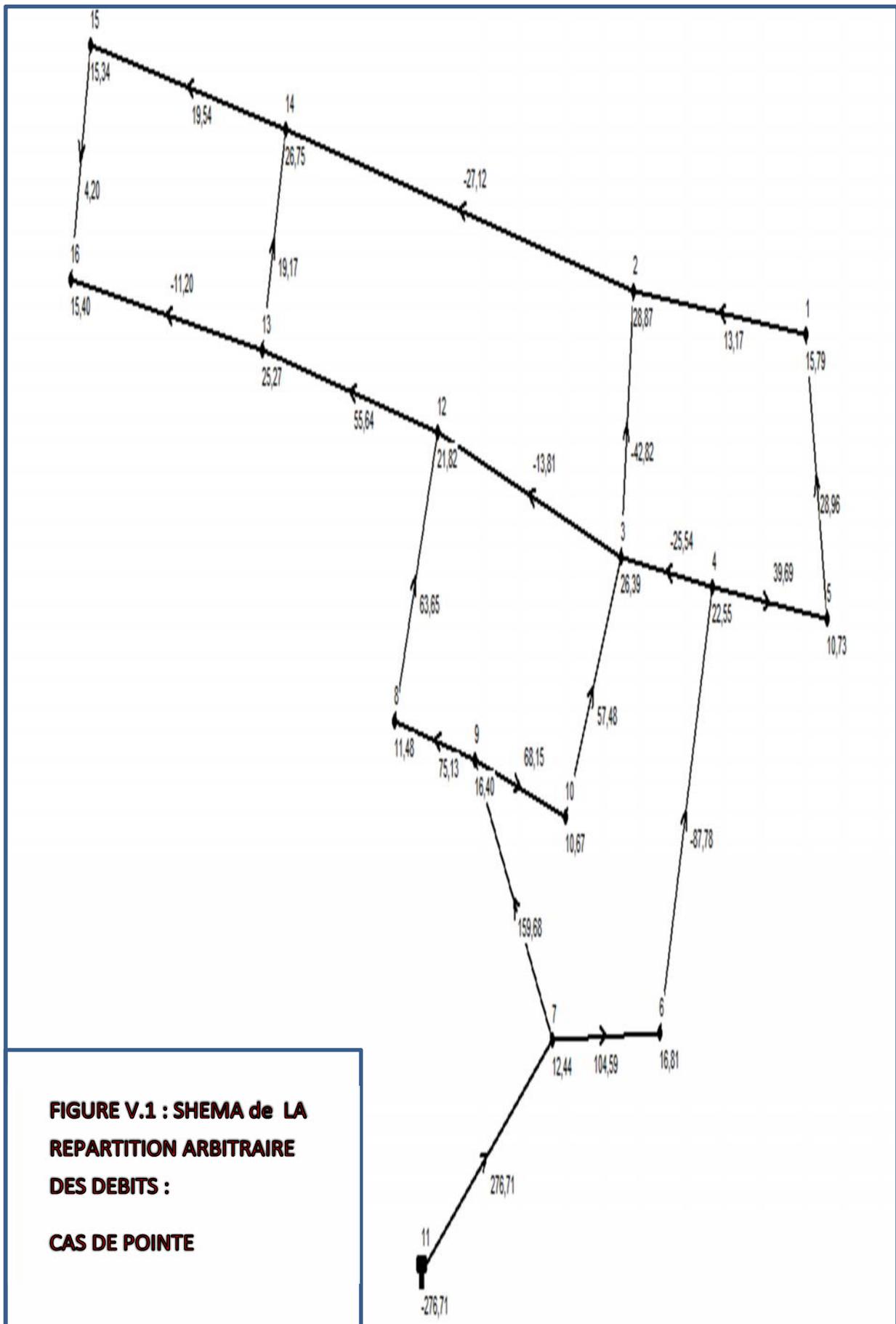
Donc : $Q_{\text{nœud16}} = 15.4 + 17 = 32.4 \text{ l/s}$

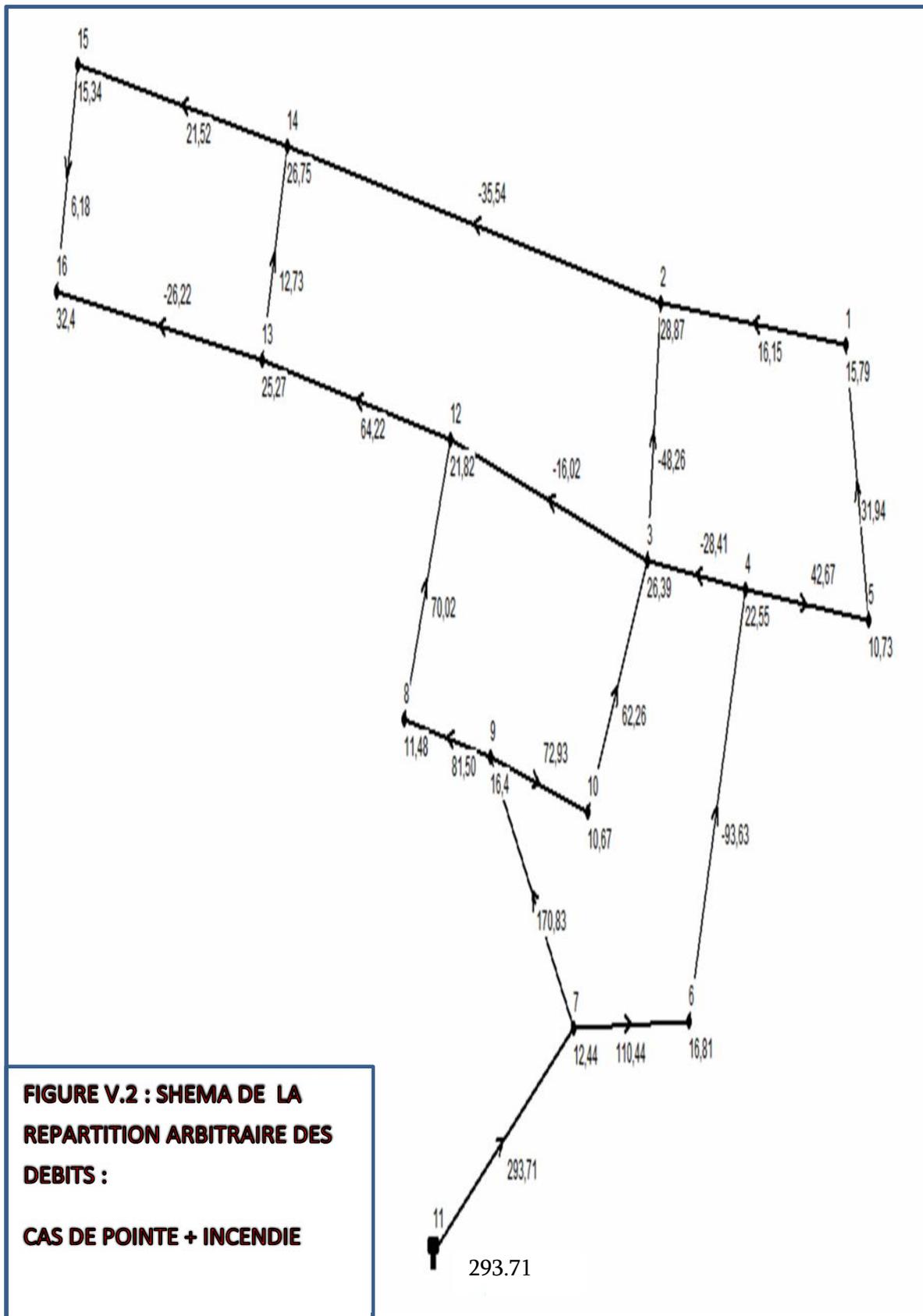
Tableau V.3 : détermination des débits aux nœuds de chaque tronçon :

nœud	tronçons	débit au nœud l/s	débit concentré l/s	Q nodaux totaux l/s
1	1-2,1-5	15,79	-	15,79
2	2-1,2-3,2-14	28,87	-	28,87
3	3-2,3-4,3-10,3-12	26,39	-	26,39
4	4-3,4-5,4-6	22,55	-	22,55
5	5-1,5-4	10,73	-	10,73
6	6-4,6-7	16,81	-	16,81
7	7-6,7-9	12,44	-	12,44
8	8-9,8-12	11,48	-	11,48
9	9-7,9-8,9-10	16,40	-	16,40
10	10-9,10-3	10,67	-	10,67
12	12-3,12-8,12-13	21,82	-	21,82
13	13-12,13-14,13-16	25,27	-	25,27
14	14-2,14-13,14-15	26,75	-	26,75
15	15-14,15-16	15,34	-	15,34
16	16-15,16-13	15,40	17	32,40
total		276,72		293,72

V.6.Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.





V.7.Détermination des diamètres du réseau:

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres extérieurs pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°1).

Les résultats de calcul sont rassemblés dans le tableau N°V.4 :

Tableau N°V.4 : calcul des diamètres des conduites :

tronçons	Débits transit (l/s)		Q _{max} (l/s)	D inter (mm)
	pointe	Pte+Incendie		
1_2	19.8	23.51	23.51	192.8
1_5	35.59	39.3	39.3	192.8
2_3	41.07	45.53	45.53	240.9
3_4	31.68	35.18	35.18	192.8
4_5	46.32	50.03	50.03	240.9
4_6	100.55	107.76	107.76	303.6
6_7	117.36	124.57	124.57	303.6
7_9	146.91	156.7	156.7	385.5
9_10	64.85	69.59	69.59	240.9
9_8	65.65	70.71	70.71	240.9
8_12	54.17	59.23	59.23	240.9
10_3	54.18	58.92	58.92	240.9
3_12	18.41	22.19	22.19	154.2
12_13	50.76	59.6	59.6	240.9

Suite du Tableau N°V.4

2_14	32	40.16	40.16	192.8
13_14	9.06	9.27	9.27	240.9
13_16	16.43	25.06	25.06	47.6
16_15	1.03	7.34	7.34	192.8
14_15	14.31	22.68	22.68	85.7
R-7	276.72	293.72	293.72	480.9

Sachant que nous devons utiliser les diamètres intérieurs dans le calcul du réseau par logiciel EPANET , tel que ces diamètres égalent : le diamètre extérieur moins l'épaisseur qui caractérise chaque conduite de P.E.H.D PN 06 à travers l'abaque (voir annexe N°1).

V.8. simulation par le logiciel EPANET

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé EPANET c'est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud,

le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.

Pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach par ce qu'elle est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas comme nous avons opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par l'EPANET suivant la formule de DARCY-WEISBACH est : $\epsilon = 0,1 \text{ mm}$.

Tableau N°V.5 : formules de perte de charge totale :

formule	Perte de charge totale
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{4.871} L$
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\epsilon, d, q) d^{-5} L$
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

Source : (manuel d'aide d'EPANET)

Avec :

la perte de charge est exprimée en m.c.e

C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams

f = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)

f = facteur de friction (dépend de v , d , et q)

n = coefficient de rugosité de Manning

d = diamètre du tuyau (m)

L = longueur du tuyau (m)

q = débit (m^3/s)

V.9. Résultats de la simulation

les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions sont portés dans les tableaux suivants :

V.9.1. Cas de pointe :

Tableau V.6 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds du réseau :

N° de Noeud	Altitude m	Demande l/s	Charge m	Pression m
Noeud 1	790,12	15,79	836,41	46,29
Noeud 2	801,52	28,87	835,69	34,17
Noeud 3	795,75	26,39	837,70	41,95
Noeud 4	808,25	22,55	839,41	31,16
Noeud 5	802,5	10,73	838,54	36,04
Noeud 6	819,7	16,81	842,72	23,02
Noeud 7	824,5	12,44	844,73	20,23
Noeud 8	793,75	11,48	839,93	46,18
Noeud 9	795,15	16,40	842,77	47,62

Suite du Tableau V.6

Noeud 10	799,5	10,67	840,06	40,56
Noeud 12	790,25	21,82	836,35	46,10
Noeud 13	792,65	25,27	832,86	40,21
Noeud 14	788	26,75	832,52	44,52
Noeud 15	787	15,34	801,87	14,87
Noeud 16	790	15,40	801,71	11,71
Réservoir 11	841,72	276,72	847,72	6,00

Tableau V.7 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons du réseau :

Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit L/S	Vitesse m/s	Perte de charge(m)
N1-N2	633,14	192,8	13,17	0,45	0,7154482
N2-N3	587,9	240,9	-42,82	0,94	2,004739
N3-N4	435,6	192,8	-25,54	0,87	1,707552
N4-N5	292,5	240,9	39,69	0,87	0,862875
N5-N1	429,34	192,8	28,96	0,99	2,1381132
N4-N6	789,6	303,6	-87,78	1,21	3,308424
N6-N7	342	303,6	104,59	1,44	2,01096
N8-N9	282,6	240,9	75,13	1,65	2.84000
N9-N10	325,56	240,9	68,15	1,5	2,7119148
N10-N3	392,8	240,9	57,48	1,26	2,3568
N8-N12	490,15	240,9	63,65	1,4	3,578095
N13-N14	452,6	240,9	19,17	0,42	0,33945
N14-N15	625,64	106	19,54	2,21	5,6245036
N15-N16	406,86	154,2	4,2	0,52	0,1668126
N16-N13	629,2	85,7	-11,2	1,94	31,157984

Suite du Tableau V.7

N2-N14	721,86	192,8	-27,12	0,93	3,1689654
N12-N13	618,73	240,9	55,64	1,22	3,4896372
N12-N3	359,66	154,2	-13,81	0,74	1,348725
N7-N9	495,51	385,5	159,68	1,37	1,9622196
R1-N7	802,56	480,9	276,71	1,52	2,9935488

V.9.2.Cas de pointe plus incendie :**Tableau V.8 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds du réseau :**

N° Nœud	Altitude m	Demande L/S	Charge m	Pression m
Noeud 1	790,12	15,79	834,81	44,69
Noeud 2	801,52	28,87	833,77	32,25
Noeud 3	795,75	26,39	836,29	40,54
Noeud 4	808,25	22,55	838,38	30,13
Noeud 5	802,5	10,73	837,39	34,89
Noeud 6	819,7	16,81	842,13	22,43
Noeud 7	824,5	12,44	844,36	19,86
Noeud 8	793,75	11,48	838,80	45,05
Noeud 9	795,15	16,40	842,13	46,98
Noeud 10	799,5	10,67	839,04	39,54
Noeud 12	790,25	21,82	834,50	44,25
Noeud 13	792,65	25,27	829,91	37,26
Noeud 14	788	26,75	828,45	40,45

Suite du Tableau V.8

Noeud 15	787	15,34	822,99	35,99
Noeud 16	790	32,40	821,88	31,88
Réservoir 1	841,72	293,71	847,72	6.00

Tableau V.9 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons du réseau :

Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m
N1-N2	633,14	192,8	16,15	0,55	1,04
N2-N3	587,9	240,9	48,26	1,06	2,52
N3-N4	435,6	192,8	-28,41	0,97	2,09
N4-N5	292,5	240,9	42,67	0,94	0,99
N5-N1	429,34	192,8	31,94	1,09	2,58
N4-N6	789,6	303,6	-93,63	1,29	3,75
N6-N7	342	303,6	110,44	1,53	2,23
N8-N9	282,6	240,9	81,5	1,79	3,32
N9-N10	325,56	240,9	72,93	1,6	3,09
N10-N3	392,8	240,9	62,26	1,37	2,75
N8-N12	490,15	240,9	70,02	1,54	4,30
N13-N14	452,6	154,2	12,73	0,68	1,46
N14-N15	625,64	154,2	21,52	1,15	5,46
N15-N16	406,86	121,6	6,18	0,53	1,11
N16-N13	629,2	154,2	-26,22	1,4	8,03

Suite du Tableau V.9

N2-N14	721 ,86	192,8	35,54	1.22	5,31
N12-N13	618,73	240,9	64,22	1,41	4,59
N12-N3	359,66	154,2	-16,02	0,86	1,79
N7-N9	495,51	385,5	170,83	1,46	2,23
R1-N7	802,56	480,9	293,71	1,62	1,04

Après avoir déterminé les caractéristiques hydrauliques et géométriques réelles; nous procédons à la répartition définitive des débits le long du réseau (schéma V.3 ; V.4 ; V.5 ;V.6)

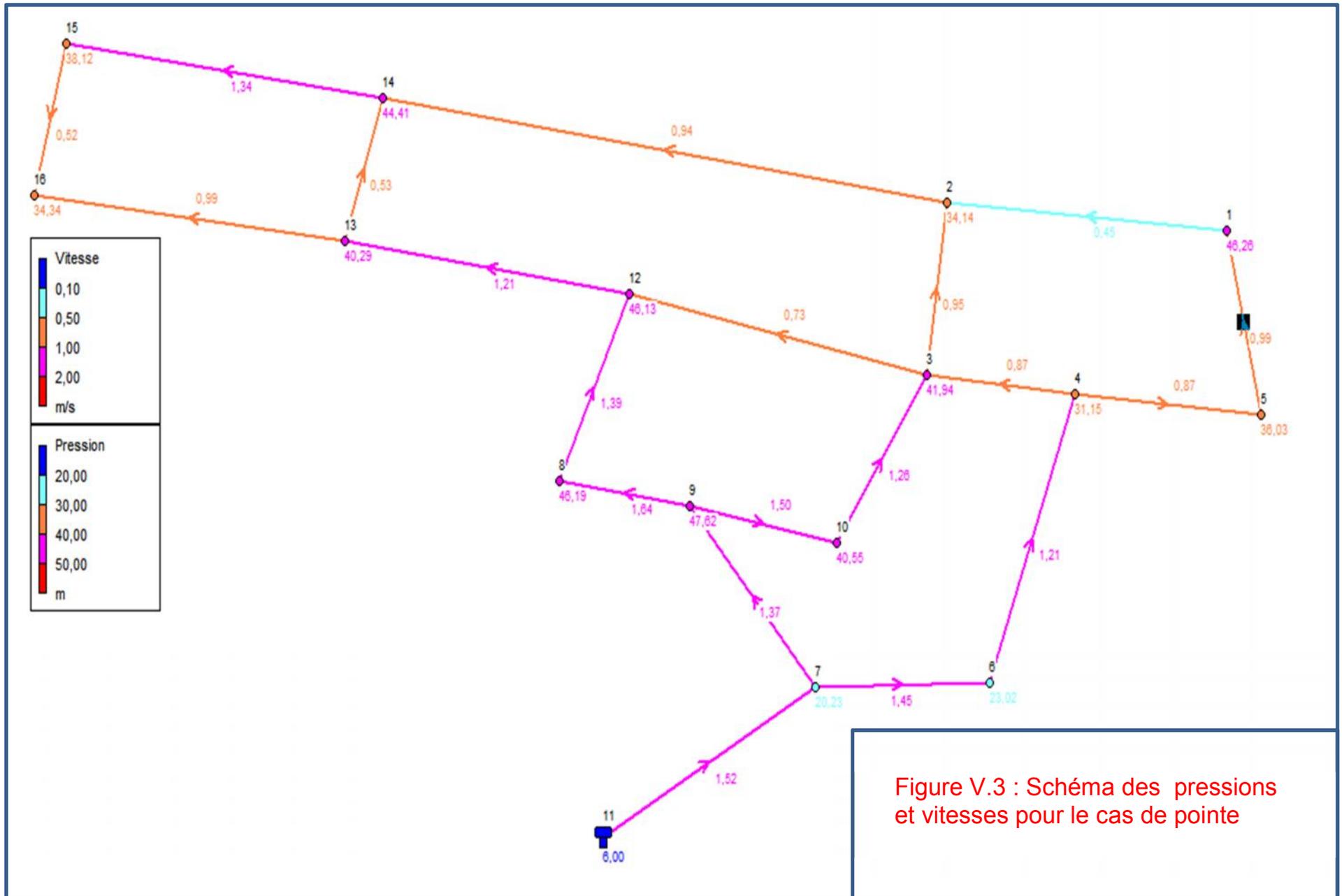
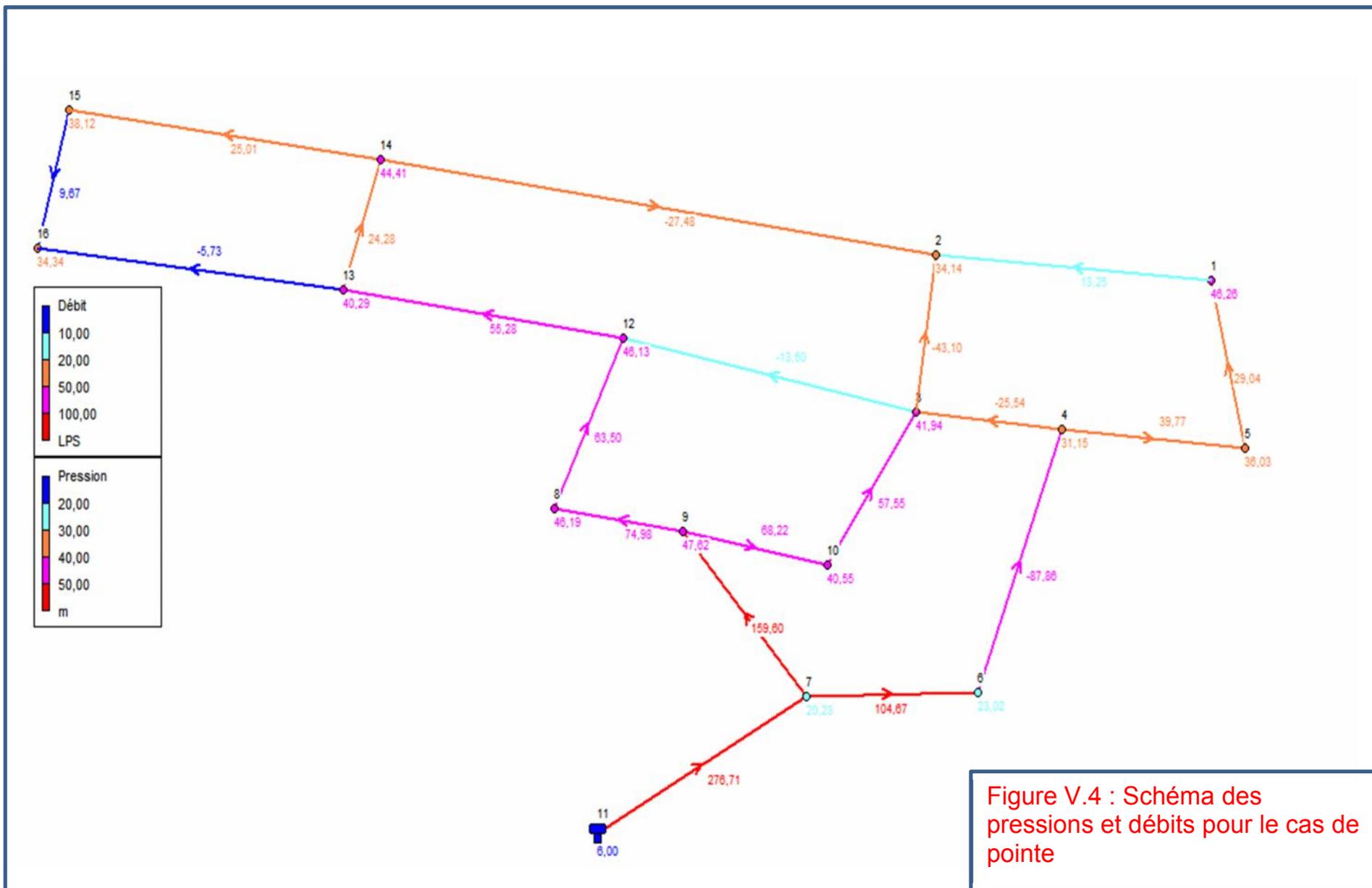
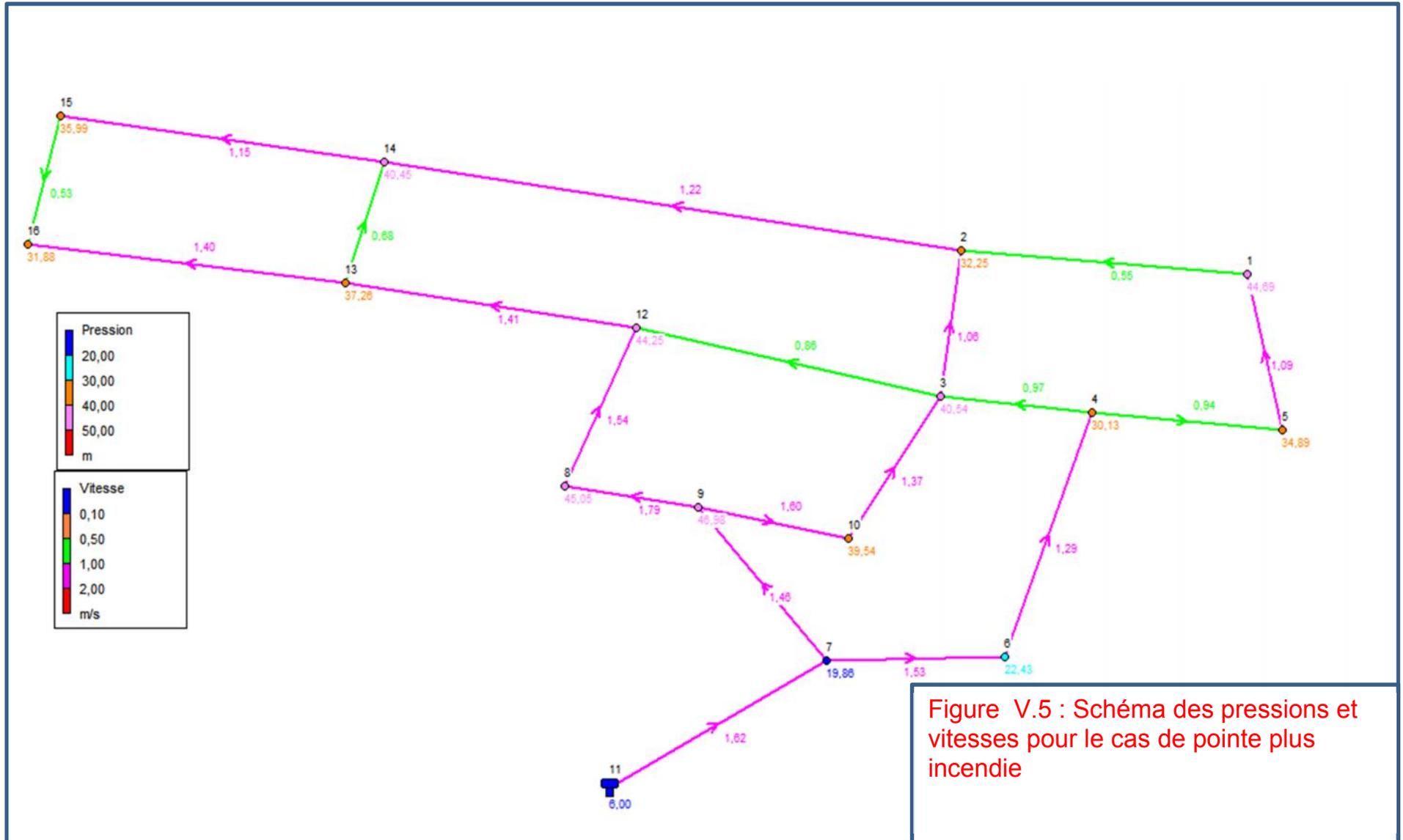


Figure V.3 : Schéma des pressions et vitesses pour le cas de pointe





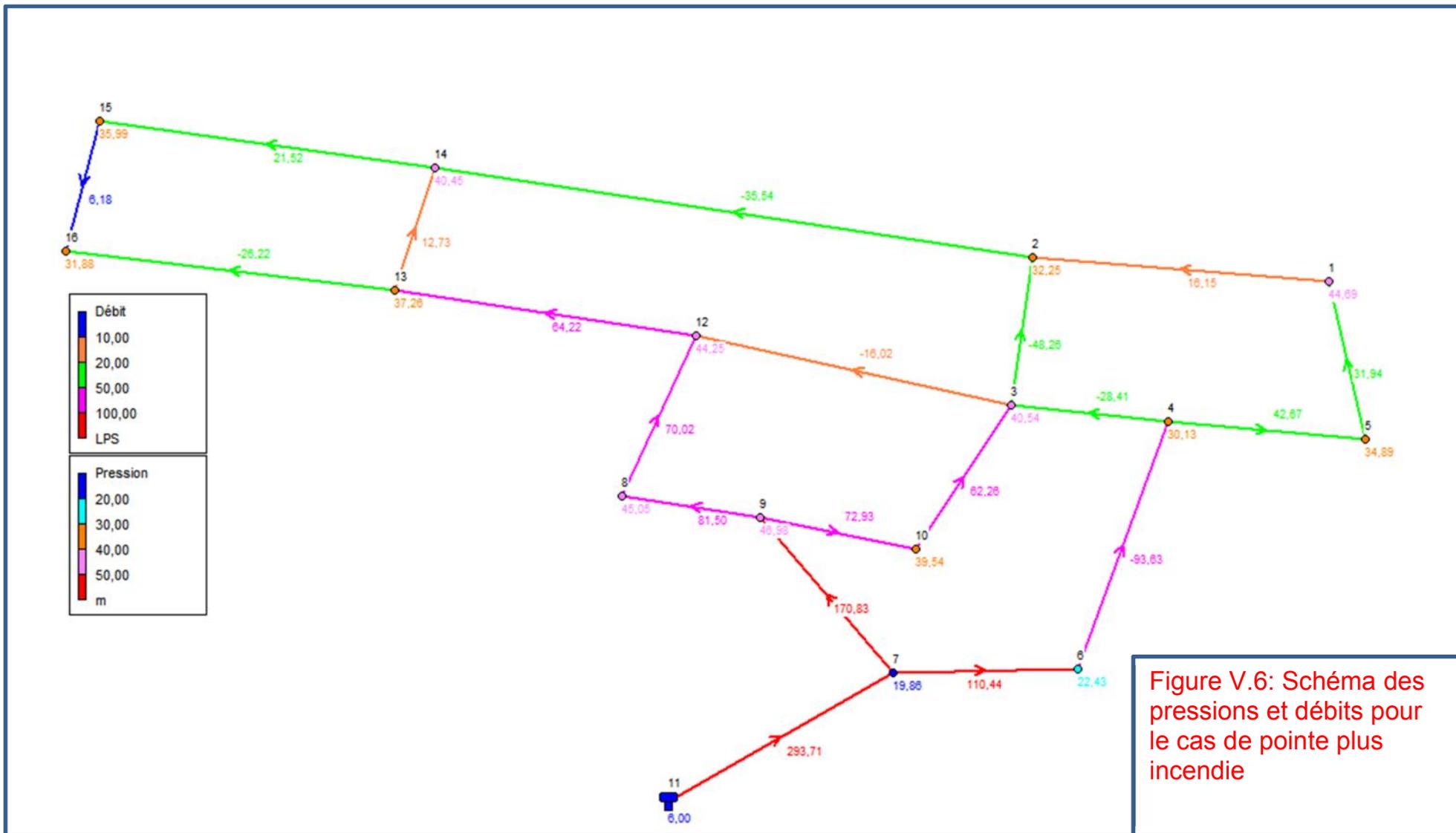


Figure V.6: Schéma des pressions et débits pour le cas de pointe plus incendie

V.10. Équipements du réseau de distribution :

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau de distribution d'eau, il est nécessairement utile de l'équiper en organes accessoires qui ont pour rôles :

- d'assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Soutirer les débits ;
- Purger, vidanger et isoler les canalisations ;
- Changer les sens d'écoulement.

V.10.1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en P.E.H.D, les diamètres utilisés varient entre 75mm à 500 mm .

V.10.2- Appareils et accessoires du réseau :**V.10.2.1- Robinets vannes :**

Ils sont placés au niveau des branchements et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux et ils permettent aussi le réglage des débits,

On les utilise pour les petits diamètres et pour les gros diamètres (350 et plus) , on utilise des robinets à papillon .

V.10.2.2- Bouches ou poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètre dotées d'une vanne d'isolement .la distance qui sépare les poteaux d'incendies situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m .

Pour protéger ces poteaux d'incendie contre le gel qui persiste dans ville de HAD SAHARY durant l'hiver , nous devons les garder vides de toute eau , pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés.

V.10.2.3- Ventouses :

Les venteuses sont des appareils qui doivent être placé au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement.

D'après le profil en long de notre réseau ,nous devons placé les ventouses au niveau des nœuds

V.10.2.4 .Clapets d'air

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

V.10.2.5- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

V.10.2.6. Les entrées de service ou branchement :

Pour relier la conduite de distribution au domicile de l'utilisateur, nous devons utilisé des conduites d'au moins 20 mm qu'on raccorde a la conduite de distribution à l'aide d'un robinet de prise.

V.10.2.7.Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

V.10.2.8- pièces spéciales de raccord :

- a) les Tés : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) les coudes : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) les cônes: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) les croix de jonction: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- e) les manchons : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- f) Les compteurs : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle.

conclusion

A travers ce chapitre nous avons projeté et dimensionné un réseau de distribution d'eau potable de l'extension de la ville de HAD SAHARY en utilisant le logiciel EPANET , nous avons obtenu des vitesses et des pressions acceptables sur la plupart des tronçons du réseau de distribution tel que les pressions varient entre 12 m et 48 m ,et des vitesses comprises entre 0.45 m/s et 1.94 m/s .

Chapitre VI : Protection des canalisations

Introduction:

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile pour l'adduction ; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1. Protection des canalisations contre la corrosion :**VI.1.1. Définition de la corrosion :**

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VI.1.2. Application de la protection cathodique :

En complément de la protection par le revêtement extérieur de la canalisation, sera mise en place une protection cathodique protégeant l'ensemble de la canalisation. Cette protection est nécessaire afin de détecter dans le temps, une blessure éventuelle et accidentelle du revêtement extérieur et d'y remédier.

La protection sera de type par soutirage de courant (courant imposé). Pour ce faire, un générateur sera mis en place dans chaque tronçon ; la continuité électrique devra être assurée sur l'ensemble de la canalisation.

Des mesures devront être réalisées périodiquement à partir des regards des ventouses , ainsi que le raccord isolant d'extrémité. Lorsque la canalisation n'est pas accessible sur une distance de plus de 500 m ou en extrémité de conduites, une prise de potentiel sera prévue.

Les mesures réalisées sur la conductivité des sols nous permettront de définir les caractéristiques précises de la protection.

L'efficacité de la protection nécessitera la mise en place de joints diélectriques à chaque discontinuité.

VI.2. Protection des canalisations contre le coup de bélier :

VI.2.1. Définition du phénomène de coup de bélier :

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

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

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

VI-2.2- Causes du coup de bélier :

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

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

VI.2.3- Risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par des manœuvres brusques.

1. Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

2. Cas de la dépression :

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

3. Fatigue de la canalisation :

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

VI.2.4. Interprétation physique du coup de bélier :

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire une adduction par refoulement de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse donnée.

Supposons qu'il se produit un arrêt brusque de la pompe ; cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

1^{ière} phase :

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (l) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (l/c).

2^{ième} phase :

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total ($2l/c$) depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêter par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre

temps.

3^{ième} phase :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimer, entraînant une dilatation de la conduite.

Au bout d'une nouvelle période (l/c) ce qui fait ($3l/c$) depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

4^{ième} phase

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale

allant du réservoir vers la pompe. au bout d'un nouveau temps (l/c) ce qui fait ($4l/c$) depuis l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge.

VI.2.5. Moyen de protection contre le coup de bélier

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

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

a. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions..

VI.2.6. Dimensionnement du réservoir d'air [4] :

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.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT :**

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

- **Méthode de BERGERON :**

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

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier nous choisissons la méthode de VIBERT car :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement

a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H = \pm \frac{cV_0}{g} \quad \text{(VI.1)}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + \Delta H \quad (\text{VI.2})$$

- **La dépression :**

$$H_d = H_g - \Delta H \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 1.33 m/s.

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

b) Détermination de la célérité d'onde :

La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par **Mr. SALAH. B** donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \hat{m}^2) * (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \hat{s})}}} \quad (\text{VI.4})$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1,7 * 10^{11}$ Pa pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

\hat{m} : coefficient de poisson du matériau. $\hat{m} = 0,26$ (fonte),

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Application numérique :

Nous avons trouvé pour des conduites en fontes une valeur de la célérité d'onde en cas d'une conduite enterrée :

$$C = 1056,12 \text{ m/s}$$

$$D'où : H = \pm \frac{1056,12 \times 1,33}{9,81} = 143,18 \text{ m}$$

Donc on aura :

- $H_s = 112,62 + 143,18 = 255,8 \text{ m}$
- $H_d = 112,62 - 143,18 = -30,56 \text{ m}$

c) Principe de la méthode de Vibert :

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 , Z_{\min} et Z_{\max} .

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{\min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{\max} : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{VI.5})$$

U_0 : volume de l'air en m^3 .

V_0 : Vitesse d'écoulement m/s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m^2 .

Utilisation de l'abaque de Vuibert :

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

On pose : $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

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

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Et par conséquent :

$$U_0 = LS \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \quad \text{(VI.6)}$$

Application :

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = Hg + \frac{cV_0}{g} = 112.62 + 143.18 = 255.8\text{m} \quad \text{(VI.7)}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 122.62 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 255.8 + 10 = 265.8 \text{ m}$$

On aura donc :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 2$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \equiv 0,090 \text{ m} \quad \text{d'où : } \frac{h_0}{Z_0} = 7.35 \times 10^{-4}$$

Donc nous avons les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{\max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe N°2)

- $\frac{U_0}{LS} = 5,3 \times 10^{-2}$
- $\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,57$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

Alors :

$$U_0 = LS \times 0,053 = \frac{\pi 0,3^2}{4} \times 2900 \times 0,053 = 10,86 \text{ m}^3$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \text{ D'où } U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$$

$$\text{Donc : } U_{\max} = \frac{10,86}{0,57} = 19,06 \text{ m}^3$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

$U_{\max} = 19000$ litres d'air

Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement des canalisations, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

Le volume du réservoir d'air est de 19 000 l d'air. Nous choisissons un réservoir d'air de type charlatte à axe horizontal d'après l'abaque aux choix de type de réservoir.

Chapitre VII : organisation de chantier et protection et sécurité de travail

VII.1. Organisation de chantier :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VII.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.1.2. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.1.2.1. Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

VII.1.2.2. Excavation

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée « Htr »

La largeur de la tranchée « b »

- La profondeur (Htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante : $Htr = D + h + h_1$ (VII.1)

Htr : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h = 1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

D'où : $Htr = 1,15 + D$ (m).

- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$b = D + 0,6$ m. (VII.2)

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VII.1.2.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigences du chantier.

VII.1.2.3.1. Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

VII.1.2.3.2. Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au-dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

Tableau VII.1: Calcul du volume à excaver

D(mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m ²)	v(m ³)
75	3758.46	0.675	1.225	0.827	3107.777
100	4401.63	0.7	1.25	0.875	3851.426
125	1067.75	0.725	1.275	0.924	987.0014
150	3136.32	0.75	1.30	0.975	3057.912
200	1949.68	0.8	1.35	1.08	2105.654
250	1475.31	0.85	1.40	1.19	1755.619
350	213.65	0.95	1.50	1.425	304.4513
500	1220.18	1.1	1.65	1.815	2208.52
Volume total					17378.3607

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **17378.3607m³**.

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau N° VIII .2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³ et inférieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,65 m³

VII.1.2.3.3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (\text{m}^3/\text{h}). \quad (\text{VII.3})$$

Avec : q : capacité du godet 0,65 m³.

Kr : coefficient de remplissage du godet Kr = 0,8 - 0,9 , on prend Kr = 0,8

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur: Kt = 0,7- 0,9 prenons Kt = 0,8

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.

Tc : la durée d'un cycle de remplissage du godet Tc= (15-30) s, on prend

$$T_c = 20 \text{ s.}$$

$$R_p = \frac{3600 \times 0.65 \times 0.8 \times 0.8}{20 \times 1.2} = 62.40 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour donc $R_p=500 \text{ m}^3/\text{j}$

VII.1.2.3.4.La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \quad (\text{Heure}) \quad (\text{VII.4})$$

V : volume du sol excavé (m³) et R_P : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$T = \frac{17378.3607}{500} = 35 \text{ jour}$$

VII.1.2.3.5. Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable, ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 15 cm .

VIII.1.3. Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correcte.

VII.1.4. 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, on l'effectue 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.1.5. Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement , en utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

VII.2. protection et sécurité du travail :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur

le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage , etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase

de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VII.2.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.2.1.1.Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.2.1.2.Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.

- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.2.2.Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.2.3.Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VII.2.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**VII.2.4.1.Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

VII.2.4.2.Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.2.4.3.Protection collective :**VII.2.4.3.1.Equipement de mise en œuvre du béton :**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VII.2.4.3.2.Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VII.2.4.3.3.Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, nous devons pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion Générale

Arrivé au terme de notre travail, nous disons tout simplement que le problème de l'alimentation en eau potable de la ville de Had Sahary réside dans l'insuffisance de l'approvisionnement en eau potable et l'inexistence du réseau de distribution pour les extensions de la ville.

Pour y remédier, nous avons conçu une nouvelle adduction par refoulement ; à partir des forages vers le réservoir de distribution composée de conduites en fonte ductile , et un nouveau réseau de distribution de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité PN 06 qui répondent à la norme de potabilité et aux besoins de la population.

Les deux forages (FUP 01 et FUP 02) sont équipés de groupes électropompes immergés donnés par le constructeur CAPRARI, respectivement de type E10S55/5A+ MAC10125-8V et P9L/6/35/6C .

Une vérification du volume de stockage a été faite, par la suite aucun réservoir n'a été projeté puisque celui qui est déjà en construction suffit.

En fin, nous pouvons dire que nous avons contribué à l'étude de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Had Sahary à partir des eaux souterraines et nous recommandons aux services concernés le suivi, le contrôle et l'entretien continus de tous les ouvrages pour une alimentation en eau potable continue jusqu'à l'horizon futur.

Références bibliographiques :

- [1] **B.SALAH** polycopie d'Alimentation en Eau Potable ENSH 1994.p78
- [2] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 p326.
- [3] **CAPRARI** catalogue (pompes multicellulaires à haute pression).

- [4] **CHARLATTE** Réservoirs hydraulique . Catalogue

ANNEXES

Annexe I :

Tableau des pertes de charge pour les tube en PEHD selon TUBEX

D = 75 mm s = 4,5 mm. Di = 66 mm			D = 90 mm s = 5,4 mm. Di = 79,2 mm			D = 110 mm s = 6,6 mm. Di = 96,8 mm			D = 125 mm s = 7,4 mm. Di = 110,2 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)
0,20	0,68	0,92	0,20	0,98	0,73	0,20	1,47	0,58	0,20	1,91	0,47
0,30	1,03	1,75	0,30	1,48	1,5	0,30	2,21	1,13	0,30	2,86	0,93
0,40	1,37	3,19	0,40	1,97	2,51	0,40	2,94	1,97	0,40	3,81	1,61
0,50	1,71	4,51	0,50	2,46	3,47	0,50	3,68	2,87	0,50	4,77	2,45
0,60	2,05	6,03	0,60	2,95	4,87	0,60	4,41	3,92	0,60	5,72	3,34
0,70	2,39	8,37	0,70	3,45	6,49	0,70	5,15	5,30	0,70	6,67	4,35
0,80	2,74	10,35	0,80	3,94	8,32	0,80	5,88	6,66	0,80	7,63	5,62
0,90	3,08	13,28	0,90	4,43	10,35	0,90	6,62	8,39	0,90	8,58	7,04
1,00	3,42	15,71	1,00	4,92	12,80	1,00	7,36	10,05	1,00	9,53	8,44
1,10	3,76	18,32	1,10	5,42	15,02	1,10	8,09	11,85	1,10	10,49	10,13
1,20	4,10	22,08	1,20	5,91	17,65	1,20	8,83	14,08	1,20	11,44	11,77
1,30	4,45	25,12	1,30	6,40	20,48	1,30	9,56	16,17	1,30	12,39	13,53
1,40	4,79	29,46	1,40	6,89	23,51	1,40	10,30	18,73	1,40	13,35	15,62
1,50	5,13	32,92	1,50	7,39	26,07	1,50	11,03	21,11	1,50	14,30	17,62
1,60	5,47	36,56	1,60	7,88	29,45	1,60	11,77	23,62	1,60	15,25	19,97
1,70	5,81	41,69	1,70	8,37	33,02	1,70	12,50	26,62	1,70	16,21	22,20
1,80	6,16	45,75	1,80	8,86	36,78	1,80	13,24	29,46	1,80	17,16	24,82
1,90	6,50	51,44	1,90	9,36	40,73	1,90	13,98	32,82	1,90	18,11	27,29
2,00	6,84	55,91	2,00	9,85	44,87	2,00	14,71	35,91	2,00	19,07	30,17
2,10	7,18	60,56	2,10	10,34	49,20	2,10	15,45	39,12	2,10	20,02	32,87
2,20	7,52	67,03	2,20	10,83	53,00	2,20	16,18	42,95	2,20	20,97	36,00
2,30	7,86	72,09	2,30	11,33	57,20	2,30	16,92	46,44	2,30	21,93	38,94
2,40	8,21	79,10	2,40	11,82	58,43	2,40	17,65	50,59	2,40	22,88	42,33
2,50	8,55	84,56	2,50	12,31	63,32	2,50	18,39	54,36	2,50	23,83	45,85
2,60	8,89	90,20	2,60	12,80	67,37	2,60	19,12	58,25	2,60	24,79	49,14
2,70	9,23	97,98	2,70	13,29	72,60	2,70	19,86	62,86	2,70	25,74	52,92
2,80	9,57	104,03	2,80	13,79	78,02	2,80	20,60	67,04	2,80	26,69	56,44
2,90	9,92	112,36	2,90	14,28	83,63	2,90	21,33	71,96	2,90	27,65	60,06
3,00	10,26	118,78	3,00	14,77	89,42	3,00	22,07	76,41	3,00	28,60	64,21

D = 160 mm
s = 9,5 mm.
Di = 141 mm

D = 200 mm
s = 11,9 mm.
Di = 176,2 mm

D = 250 mm
s = 14,8 mm.
Di = 220,4 mm

D = 315 mm
s = 18,7 mm.
Di = 277,6 mm

Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)									
0,20	3,12	0,34	0,20	4,87	0,27	0,20	7,63	0,20	0,20	12,10	0,15
0,30	4,68	0,72	0,30	7,31	0,54	0,30	11,44	0,42	0,30	18,15	0,31
0,40	6,24	1,18	0,40	9,75	0,92	0,40	15,25	0,70	0,40	24,20	0,53
0,50	7,80	1,79	0,50	12,19	1,37	0,50	19,07	1,04	0,50	30,25	0,78
0,60	9,36	2,51	0,60	14,62	1,89	0,60	22,88	1,45	0,60	36,30	1,10
0,70	10,92	3,28	0,70	17,06	2,52	0,70	26,69	1,92	0,70	42,35	1,45
0,80	12,49	4,20	0,80	19,50	3,20	0,80	30,51	2,46	0,80	48,39	1,85
0,90	14,05	5,16	0,90	21,93	3,99	0,90	34,32	3,04	0,90	54,44	2,30
1,00	15,61	6,29	1,00	24,37	4,82	1,00	38,13	3,69	1,00	60,49	2,79
1,10	17,17	7,52	1,10	26,81	5,73	1,10	41,95	4,39	1,10	66,54	3,32
1,20	18,73	8,77	1,20	29,25	6,71	1,20	45,76	5,15	1,20	72,59	3,90
1,30	20,29	10,19	1,30	31,68	7,80	1,30	49,57	5,98	1,30	78,64	4,52
1,40	21,85	11,62	1,40	34,12	8,97	1,40	53,39	6,85	1,40	84,69	5,18
1,50	23,41	13,24	1,50	36,56	10,16	1,50	57,20	7,78	1,50	90,74	5,89
1,60	24,97	14,96	1,60	38,99	11,42	1,60	61,01	8,76	1,60	96,79	6,63
1,70	26,53	16,66	1,70	41,43	12,82	1,70	64,82	9,80	1,70	102,84	7,42
1,80	28,09	18,57	1,80	43,87	14,22	1,80	68,64	10,92	1,80	108,89	8,26
1,90	29,65	20,45	1,90	46,31	15,76	1,90	72,45	12,06	1,90	114,94	9,12
2,00	31,21	22,55	2,00	48,74	17,31	2,00	76,26	13,26	2,00	120,99	10,04
2,10	32,77	24,74	2,10	51,18	18,93	2,10	80,08	14,52	2,10	127,04	10,99
2,20	34,33	26,89	2,20	53,62	20,68	2,20	83,89	15,82	2,20	133,09	12,00
2,30	35,90	29,27	2,30	56,05	22,44	2,30	87,70	17,22	2,30	139,14	13,03
2,40	37,46	31,59	2,40	58,49	24,34	2,40	91,52	18,64	2,40	145,18	14,11
2,50	39,02	34,16	2,50	60,93	26,23	2,50	95,33	20,11	2,50	151,23	15,23
2,60	40,58	36,82	2,60	63,37	28,20	2,60	99,14	21,63	2,60	157,28	16,40
2,70	42,14	39,40	2,70	65,80	30,31	2,70	102,96	23,21	2,70	163,33	17,59
2,80	43,70	42,25	2,80	68,24	32,41	2,80	106,77	24,88	2,80	169,38	18,84
2,90	45,26	45,01	2,90	70,68	34,67	2,90	110,58	26,56	2,90	175,43	20,11
3,00	46,82	48,04	3,00	73,11	36,91	3,00	114,40	28,30	3,00	181,48	21,45

