

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du système d'alimentation en eau potable de la ville
d'Ouled heddadj (w. Boumerdes).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-13

APA Citation (APA توثيق):

Bekhtaoui, M'hend (2013). Etude du système d'alimentation en eau potable de la
ville d'Ouled heddadj (w. Boumerdes)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

THEME:

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE D'OULED HEDDADJ
(W .BOUMERDES)**

Présenté par:

BEKHTAOUI M'hend

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

	Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r	B.SALAH	professeur	Président
M ^r	M.S.BENHAFID	M.A.A	Examinateur
M ^{me}	W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^r	A.HACHEMI	M.A.A	Examinateur
M ^r	M.BOUZIANE	M.A.B	Examinateur
M ^{me}	N.ZENDAGUI	Ing en chef	Promotrice

Septembre - 2013



REMERCIEMENT

REMERCIEMENT

Qu'il me soit permis de présenter ici mes remerciements à tout un petit monde de personnes qui ont rendu possible la présente étude et qui ont contribués à son élaboration sous quelque forme que ce soit.

*Je tiens tout d'abord à dire ma reconnaissance envers ma promotrice Madame **HADJ SADOK .N** qui malgré les prérogatives qui sont siennes, a accepté sans réserve, de diriger cette thèse. Elle s'y est grandement impliquée par ses directives, ses remarques et suggestions, mais aussi par ses encouragements dans les moments clés de son élaboration.*

Je ne saurais oublier tous mes enseignants du département de génie de l'eau pour la qualité de la formation qui nous a été dispensée durant les années de notre spécialité à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.

Que messieurs les membres de jury trouvent ici toute ma haute considération pour avoir accepté d'examiner et de juger mon travail de fin d'étude.

Je remercie aussi tous ceux qui de près ou de loin m'ont soutenu durant la préparation de ce travail et ce par leurs conseils ou soutien moral, en particulier tous mes camarades de l'ENSH.

M. BEKHTAOUI

M. BEKHTAOUI



Dédicace

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

À mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.

À ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère

À mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance

À mes frères ma richesse sur cette terre

À mes sœurs et mes neveux

À ma chère grand-mère

À tous mes amis d'enfance :

Tous mes amis de l'ENSH : Yacine, Nacer, Moh, Abdrezek, Hilal, Redouane, Mahdi, Nouredine, Fodil, Rachide, Rabah, Omar, Momous, Latif, Nabil, et à tous les autres sans exception.

En un mot, à toute ma famille (CHEMOUNE), et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation

Mhend
Mhend
2013



ملخص

سنعد مذكرتنا المتمثلة في دراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة اولاد هداچ "ولاية بومرداس" بصدد ارضاء الحاجيات الكمية و النوعية للمستهلك. طبقا لمخطط التنمية الوطنية. و هذا بدراسة ابعاد كل المؤلفات الضرورية. لضمان تدفق كافي. ضغط مقبول لكل المستهلكين و توفير الادوات اللازمة للمسيرين بهدف ضمان حسن تشغيل الشبكة

Résumé :

Nous élaborons ce mémoire intitulé: Etude du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Heddadj (W. BOUMERDES), dans le but de satisfaire les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan du développement national et ceci, en dimensionnant les ouvrages nécessaires (adduction, réseau de distribution) afin d'assurer un débit suffisant , une pression acceptable pour tous les consommateurs et de donner des outils aux gestionnaires dont le but d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

Abstract:

Our work is entitled: Study of the system of drinking water supply of the town of Ouled Heddadj (W. BOUMERDES), with an aim of satisfying the consumers needs in water, in accordance with the plan of the national development and this, by dimensioning all the necessary works from the source to the tap, in order to ensure sufficient flow, a acceptable pressure for all the consumers as well as giving tools to ensure the good performance of the network.



SOMMAIRE

Introduction générale : 1

Chapitre I

Présentation de la ville d'OULED HEDDADJ

I-1/Introduction : 2

I-2/Présentation générale de la commune d'OULED HEDDADJ:..... 2

 I-2-1/Situation géographique : 2

 I-2-2/Situation topographique : 3

 I-2-3/Situation géologique et hydrogéologique : 3

 I-2-3-1-Situation géologique : 3

 I-2-3-2/Situation hydrogéologique et hydrographique:..... 3

 I-2-4/Situation climatologique : 4

 I-2-4-1/Pluviométrie : 4

 I-2-4-2/Température:..... 4

 I-2-4-3/vents : 4

 I-2-5/Cadre Sismique : 4

 I-2-6/Situation Hydraulique : 4

 I-2-6-1/Ressources en eaux : 4

 a-Eaux superficielles : 4

 b- Eaux Souterraines : 5

 I-2-6-2/Ouvrages du stockage : 5

 1-2-6-3/Les Adductions : 6

 I-2-6-4/Réseau de la distribution : 7

I-3/conclusion : 7



Chapitre II

Evaluation des besoins en eau de la ville

- II-1/Introduction : 8
- II-2-Evaluation de la population future : 8
- II.3/ Estimation des besoins en eau : 9
 - II.3.1/ Consommation moyenne journalière : 9
 - II.3.2/ Besoins en eau par catégorie : 10
 - II.3.2.1/ Besoins domestique : 10
 - II.3.2.2/ Besoins scolaires : 10
 - II.3.2.3/ Besoins administratifs : 11
 - II.3.2.4/ Besoins socioculturels : 11
 - II.3.2.5/ Besoins sanitaires : 11
 - II.3.2.6/Besoins commerciaux : 11
 - II.3.3/ Récapitulation des besoins en eau de la ville : 12
- II.4/ Variation des débits de consommation dans le temps : 12
 - II.4.1/ coefficient minimal d'irrégularité journalière : 12
 - II.4.2/coefficient maximal d'irrégularité journalière : 12
 - II-4-3/ Coefficient maximal horaire ($K_{max,h}$) : 13
 - II-4-4-Coefficient minimal horaire ($K_{min,h}$) : 13
- II -5/Détermination des débits journaliers : 13
 - II -5-1/Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) : 13
 - II -5-2/Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) : 14



II-6/Détermination des débits horaires :.....	14
II-6-2/Détermination du débit maximum horaire :.....	14
II-6-1/ Débit moyen horaire :.....	14
II -7/Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant :.....	14
II-8/ conclusion :.....	18

Chapitre III

Les Réservoirs

III-1-Introduction	19
III-2-rôle des réservoirs	19
III-3-Choix du type du réservoir	19
III-4-Emplacement des réservoirs	20
III-5-Détermination de la capacité du réservoir	20
: III-5-1/principe de calcul	20
III-6/Calcul de la capacité de la bache d’eau de la station de pompage :.....	22
III-7/tuyauterie des réservoirs.....	23
III-7-1/Conduite d’arrivée	23
III-7-2/Conduite de départ.....	23
III-7-3/Conduite by-pass.....	23
III-7-4/Conduite de vidange	23
III-7-5/Conduite de trop plein	23
VII-Conclusion	24

Chapitre IV

Réseau de distribution

IV-1-Introduction	25
IV-2-Classification des réseaux	25



IV-2-1/le réseau ramifié	25
IV-2-2/le réseau maillé	25
IV-2-3/réseau étagé	26
IV-3-principe de tracé de réseau choisi.....	26
IV-4-choix de type de matériau.....	26
IV-5-Calcul hydraulique du réseau.....	27
IV-5-1/détermination des débits	27
IV-5-1-1/débit de route	27
IV-5-1-2/débit spécifique.....	28
IV-5-1-3/débit aux nœuds.....	28
IV-5-1-3-1/Cas de pointe.....	28
IV-5-1-3-2/Cas de pointe+incendie.....	31
IV-6-Répartition arbitraire des débits.....	31
IV-7-Détermination des diamètres des conduites et les vitesses d'écoulement.....	31
IV-8/Résultats de la simulation hydraulique de réseau projeté.....	35
IV-9/Interprétation des résultats obtenus.....	42
IV-10/ Equipement du réseau de distribution	42
IV-10-1/ Les robinets vannes	42
IV-10-2/ Bouches ou poteaux d'incendie	42
IV-10-3/Robinets de vidange	43
IV-10-4/Clapets	43
IV-10-5/Les ventouses	43
IV-10-6/les pièces spéciales de raccord	43
IV-10-7/Les compteurs.....	43
IV-11/Conclusion.....	43



Chapitre V

Etude d'Adduction et pompage

V-1/Introduction	44
V -2/Choix de tracé.....	44
V-3/choix des types de conduites.....	44
V-3-1/Les conduites métalliques.....	45
V-3-2/les conduites en plastique (thermoplastiques).....	46
V-4/Calcul hydraulique.....	46
V-4-1/Diamètre économique.....	47
V-4-2/Calcul des pertes de charge.....	49
V-4-3/Calcul de la hauteur manométrique totale.....	49
V-4-4/Puissance absorbée par la pompe.....	50
V-4-5/Energie consommée par la pompe	50
V-4-6/Frais d'exploitation	50
V-4-7/Frais d'amortissement.....	50
V-5/calcul de diamètre économique	51
V-5-1/Adduction à partir des forages	51
V-5-1-1/Calcul des pertes de charge	53
V-5-1-2/Calcul des cotes piézométriques aux point A et B.....	53
V-5-1-3/Calcul de la HMT des forages.....	53
V-5-2/Adduction à partir de piquage à la SP.....	54
V-5-3/Refoulement : SP-réservoir de tête R500m ³	56
V-5/Le pompage	58
V-6-1/ V6-1/choix de la pompe	58
V-6-2/détermination des pompes à installer pour chaque forage	59



V-6-3/Courbes caractéristiques des pompes des forages	59
V-6-4/détermination de point de fonctionnement des trois pompes	60
V-6-5/Détermination des pompes à installer dans la station de pompage	66
V-6-5-1/Choix du nombre de pompes	66
V.6-5-2/Courbes caractéristiques des pompes	66
V-6-5-3/Le point de fonctionnement de la pompe.....	67
V-7/Réglage des débits	68
V-7-1/Forage- R300m ³	68
V-7-2/La station de pompage-R500m ³	69
V-8 /Etude de la cavitation.....	71
V-9/Conclusion.....	73

Chapitre VI

Protection contre les coups de béliers

V-1/Introduction.....	74
VI-2/Causes du coup de bélier	74
VI-3/Les risques dus aux coups de bélier.....	74
VI-3-1/ forte pression.....	74
VI-3-2/ Pression négative.....	74
VI-3-3/Fatigues des conduites.....	75
VI-4 /Protection de la conduite gravitaire.....	75
VI-5/Protection contre le coup de bélier	76
VI-5-1/ Les volants d'inertie	76
VI-5-2/ Les soupapes de décharge	76
VI-5-3/ Les réservoirs d'air	76



VI-6/Calcul simplifié du volume du réservoir d'air anti-bélier	76
VI-7/Encombrement du réservoir d'air.....	79
VI-8- Conclusion.....	79

Chapitre VII

Organisation de chantier

VII-1/Introduction	80
VII-2/Définitions des travaux à entreprendre	80
VII-2-1/Travaux concernant les conduites de réseau	80
VII-3/Calcul du volume de terrassements pour le réseau	81
VII-3-1/Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron.....	81
VII-3.2/ Calcul du volume de la tranchée (déblai).....	81
VII-3-3/Calcule du volume de lit de sable.....	82
VII-3-4-Calcule du volume de remblai.....	82
VII-3-5-Calcule de volume excédentaire	82
VII-4/Devis estimatif	84
VII-5/les engins	84
VII.5.1/Définition de la pelle hydraulique	85
VII.5.2/Définition du compacteur avec rouleau a pneu	85
VII.5.3 Définition du Bulldozer	85
VII-6/Planification des travaux	85
VII-6-1/Les principales opérations à exécuter	86
VII-6-2/Détermination des taches qui précèdent et qui succèdent.....	86
VII-6-3/ Elaboration du diagramme de GANTT.....	89
VII-7/Conclusion	91
Conclusion générale.....	92





Liste des tableaux

Chapitre-I/présentation de la ville d'Ouled Heddadj

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (Moyenne de 30 dernières années).....	4
Tableau I-2 : Caractéristiques des forages	5
Tableau I-3 : Caractéristiques des réservoirs.....	6
Tableau I-4 : Caractéristiques des adductions.....	6

Chapitre II/Evaluation des besoins en eau de la ville

Tableau II.1: Accroissement de la population.....	8
Tableau II.2: Estimation de la population futur de la ville aux différents horizons.....	9
Tableau II-3 : Besoins domestiques	10
Tableau II-4 : Evaluation des besoins scolaires de la ville	10
Tableau II-5 : Evaluation des besoins administratifs.....	11
Tableau II-6 : Evaluation des besoins socioculturels.....	11
Tableau II-7 : Evaluation des besoins sanitaires.....	11
Tableau II-8 : Evaluation des besoins commerciaux	11
Tableau II-9 : Récapitulation de la consommation journalière.....	12
Tableau II -10 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau II-11 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau II-12 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau II-13 : Répartition des débits horaires.....	16

Chapitre III-Les Réservoirs

Tableau III-1: Détermination de la capacité du réservoir	21
--	----

Chapitre IV-Réseau de distribution

Tableau IV-1/Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe.....	29
Tableau IV-1/ Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe (suite).....	30



Tableau IV-1/ Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe (suite).....	31
Tableau IV-2/Calcul des diamètres et des vitesses du réseau de distribution.....	34
Tableau IV-2/Calcul des diamètres et des vitesses du réseau de distribution (suite).....	35
Tableau IV-3/Calcul des vitesses et pertes de charge de réseau projeté (cas de pointe).....	35
Tableau IV-3/Calcul des vitesses et pertes de charge dans le cas de pointe (suite).....	36
Tableau IV-4/Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe).....	36
Tableau IV-4/Calcul des pressions au niveau des nœuds dans le cas de pointe (suite).....	37
Tableau IV-5/Calcul des vitesses et pertes de charge de réseau projeté (cas de pointe + incendie)	37
Tableau IV-5/Calcul des vitesses et pertes de charge de réseau projeté (cas de pointe plus incendie (suite).....	38
Tableau IV-6/Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe+incendie).....	39

Chapitre V-Etude d'adduction et pompage

Tableau V-1/La valeur de α , m et β en fonction du matériau.....	48
Tableau V -2/La valeur de M en fonction du matériau.....	48
Tableau V-3 : Valeurs de k' , m, et β en fonction de type du matériau.....	49
Tableau V-4/ calcul des diamètres économique et les vitesses correspondantes.....	51
Tableau V-5/ Nouveaux diamètres et vitesses correspondantes.....	51
Tableau V-6/Calcul des pertes de charge.....	53
Tableau V-7/ Calcul des hauteurs manométriques des forages.....	54
Tableau V-8/Frais d'investissement du tronçon point de piquage - bêche de la SP.....	55
Tableau V-9: Calcul de la HMT du tronçon SP – Réservoir R500m ³	56
Tableau V-10/Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP - Réservoir R500m ³	57
Tableau V-11/Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP – Réservoir R500m ³	57
Tableau V-12/Bilan du tronçon SP – Réservoir R500m ³	57
Tableau V-13/ Type de pompes et leurs caractéristiques.....	59
Tableau V-14/ Caractéristique des pompes au point de fonctionnement.....	61



Tableau V.15: les variantes pour le choix de pompe et leur caractéristique.....66

Tableau V.16: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP-Réservoir R500m³..67

Tableau V-17 :Caractéristique des pompes F5 et F7 après vannage.....69

Tableau V-18 :Calculs de la courbe de proportionnalité70

Tableau V-19/Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....71

Chapitre VI/protection contre les coups de béliers

Tableau VI-1: Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement.....78

Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.....79

Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement..79

Tableau VI-4: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement..79

Chapitre VII/Organisation de chantier

Tableau VII-1:Calcul des volumes des travaux83

Tableau VII-2 : Volumes et coût des travaux total.....84

Tableau VII-3/Opérations des travaux (précède, succède).....87

Tableau VII-4/Planification selon la méthode de GANTT.....89



Liste des figures

Chapitre-I/présentation de la ville d'Ouled Heddadj

Figure I-1: situation géographique de la ville d'OULED HEDDADJ2

Chapitre II/Evaluation des besoins en eau de la ville

Figure II-1 : évolution de la population de la ville d'Ouled Haddadj.....8

Figure II-2 : Evaluation de la population pour les différents horizons9

Figure II-3 : Histogramme de la consommation journalière.....17

Figure II-4 : courbe intégrale de la consommation.....17

Chapitre IV-Réseau de distribution

Figure IV-1 : Schéma représentant la répartition arbitraire du débit (cas de pointe).....32

Figure IV-2 : Schéma représentant la répartition arbitraire du débit (cas de pointe plus incendie)33

Figure IV-3 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe.....40

Figure IV-4 : Vitesses et pressions dans le cas de pointe + incendie.....41

Chapitre V-Etude d'adduction et pompage

Figure V-1: Schéma de l'adduction vers le R300m³ 52

Figure V-2 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP-R500m³58

Figure V-3 : Courbe caractéristique de la pompe de F5 et F6 type CAPRARI ;.....59

Figure V-4 : Courbe caractéristique de la pompe de F7de type CAPRARI.....60

Figure 5 : Courbe caractéristique des conduites d'adduction.....62

Figure 6 : Courbe caractéristique de la pompe de forage F5.....63

Figure 7 : Courbe caractéristique de la pompe de F6 et la résultante de F5+F664

Figure 8 :Courbe caractéristique de F7 et la résultante de F5+F6+F7.....65



Figure V-9 : Courbes caractéristiques de la pompe de la SP de type CAPRARI.....67

Figure V-10 : Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.....68

Figure V-11 : Courbes de réglage de la pompe.....70

Chapitre VI/protection contre les coups de béliers

Figure VI.1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....80

Chapitre VII/Organisation de chantier

Figure VII-1/ Schéma de la tranchée.....82

Figure VII-2/ Réseau à nœud.....90

Figure VII-3/ Diagramme de Gantt du réseau d'AEP91



Liste des planches

Planche N° 1 : plan de masse et le réseau d'AEP projeté de la ville d'Ouled Heddadj

Planche N° 2 : Profil en long de réseau de distribution de la ville Ouled Heddadj de la partie sud

Planche N° 3 : Profil en long de réseau de distribution de la ville Ouled Heddadj de la partie Nord

Planche N° 4: profil en long de l'adduction Forage F6-réservoir R300m³

Planche N° 5 : Profil en long de l'adduction Piquage-réservoir R500m³

Planche N° 6 : Détail des nœuds



Introduction générale



Introduction générale :

L'eau est la source principale de toute vie et de développement, elle est comptée parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique d'un pays.

La question de la disponibilité et d'accès à l'eau est sans aucun doute un des problèmes majeurs auxquels l'humanité devra faire face durant le siècle à venir. En effet, on estime aujourd'hui qu'un habitant sur cinq de la planète n'a pas accès à l'eau en suffisance et, un sur trois a une eau de qualité.

L'être-humaine, n'a pas cessé de s'organiser depuis des millénaires pour maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, actuellement on assiste à des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Le réseau d'AEP (Alimentation en eau potable) constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de le renouveler quand il atteint un seuil de vétusté. Ce seuil dépend de nombreux paramètres que ce soit environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une bonne gestion des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Heddadj (W. BOUMERDES).

Nous procédons en premier lieu aux études préliminaires pour aborder en second lieu les ouvrages de stockage, l'adduction, la conception et le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable avec l'usage du logiciel Epanet en guise de support. Enfin, nous terminons par la protection contre les coups de bélier et l'organisation de différentes opérations aboutissant à la réalisation du projet.



CHAPITRE-I-

Présentation de la ville d'ouled Heddadj

I-1/Introduction :

Pour la réalisation d'un projet d'alimentation en eau, il faut tout d'abord procéder à la collection des données nécessaires à la réalisation de tel projet, à savoir les données qui caractérisent la zone d'étude (démographie, topographie et hydraulique). Dans ce chapitre nous allons présenter notre site sur ces aspects afin de mener à bien notre projet.

I-2/Présentation générale de la commune d'OULED HEDDADJ :

I-2-1/Situation géographique :

La commune d'OULED HEDDADJ est située à 30 km au Nord Ouest de la wilaya de BOUMERDES, et à environ 30 Km à l'Est d'Alger, elle est limitée par:

- La commune de REGHAÏA et la route nationale N°61 au nord.
- La commune de BOUDOUAOU à l'Est.
- Les communes de ROUÏBA et KHEMIS EL KHECHNA à l'Ouest.
- La commune d'OULED MOUSSA au Sud.

Le territoire communal d'OULED HEDDADJ est une partie intégrante de la plaine de la Mitidja qui couvre une superficie de 1018 Ha et regroupe une population évaluée à 13550 habitants (RGPH 2008).

Après avoir été une simple agglomération rurale de la commune mère REGHAÏA, OULED HEDDADJ fut classée comme chef-lieu de commune de la Daïra de BOUDOUAOU wilaya de BOUMERDES suite au dernier découpage administratif de 1984.

Faisant partie intégrante de la plaine fertile de la Mitidja, OULED HEDDADJ se caractérise par ses terres à haut rendement agricole.

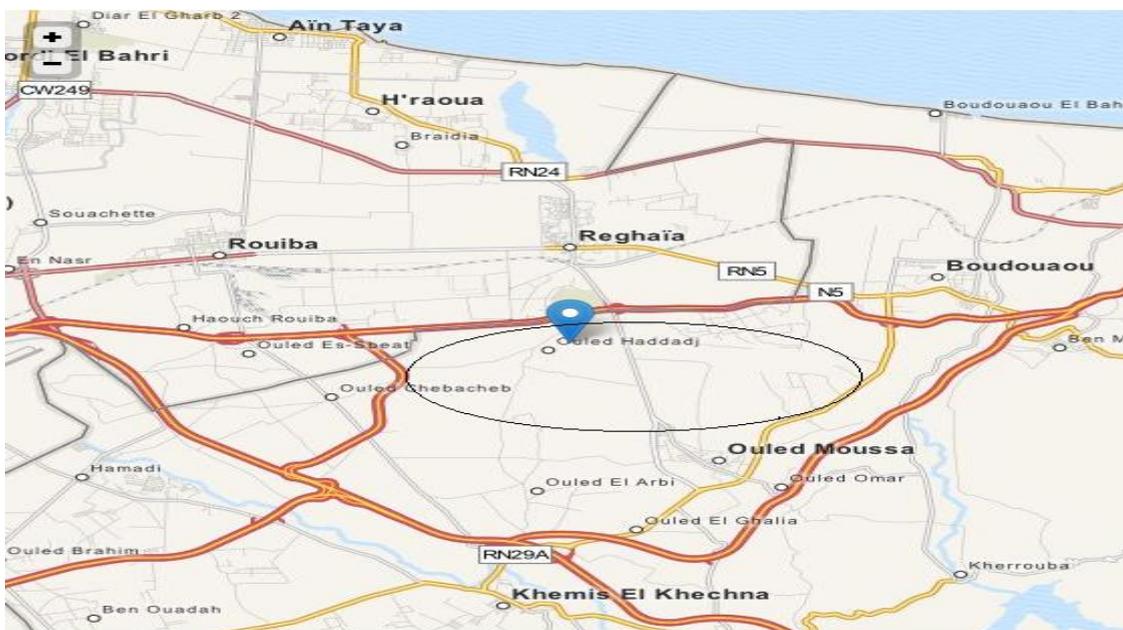


Figure I-1: situation géographique de la ville d'OULED HEDDADJ



I-2-2/Situation topographique :

Le site de cette étude se caractérise par un relief très peu accidenté.

La commune a une morphologie presque plane. Les pentes étant très faibles. Les altitudes sont de l'ordre de 50m au sud et de 25m au Nord, l'altitude minimale est de 18m en bordure de l'autoroute.

I-2-3/Situation géologique et hydrogéologique :

I-2-3-1-Situation géologique :

La nature géologique est composée des alluvions et des cailloux qui se lient en allant du plus récent au plus ancien, nous avons :

a- Faciès formés d'alluvions récentes constituées de limon fin. Ils se trouvent dans le fond des Oueds Gesbaïa et Bousselet, nous retrouvons un étagement de petits talus sur la berge Ouest.

b- une formation limoneuse et caillouteuse provenant de cônes de déjection, et qui par gravité ont recouvert par endroit la plaine de la Mitidja dont notre site fait partie.

Ce faciès est un produit de désagrégation des montagnes de l'Atlas Tellien, qui a été ensuite remanié lors des temps géologiques.

c- Les alluvions anciennes de terrasses formées de cailloutis et de limon. Ces éléments caillouteux plus ou moins limoneux proviennent des cours d'eau de l'Atlas qui les ont charriés.

Ces alluvions caillouteuses sont remaniées par les torrents et les Oueds locaux.

d- Un faciès argileux et sableux. Il est rougeâtre dans sa partie supérieure et jaunâtre dans sa partie inférieure, son épaisseur est de l'ordre de 1 à 4 m.

Les coupes géologiques qui ont été faites, montrent que nous avons les formations suivantes :

de 0 à 1 m —————> terres végétales

de 1 à 12 m —————> cailloutis limons sableux

de 12 à 15 m —————> des galets, de l'argile jaune (bloc de 5 à 30cm de diamètre)

de 15 à 18 m : —————> sables grossiers, des galets, ensuite des sables fins et de l'eau.

I-2-3-2/Situation hydrogéologique et hydrographique:

Notre site est une région où la perméabilité est élevée et les ressources en eau importantes, une nappe alluviale dans les terrains a, b, c et une nappe phréatique dans le fond des Oueds.



Du point de vue hydrographique, la commune d’OULED HADDADJ a deux Oueds principaux qui sont tous deux des confluent de l’Oued Réghaïa (Oued Gesbaïa et Bousselet).

Ces Oueds ont un régime intermittent : ils sont alimentés en hivers par les précipitations et ils s’assèchent en été.

I-2-4/Situation climatologique :

La région se trouve sous l’influence du climat méditerranéen, ce dernier est caractérisé par deux saisons, une sèche et une autre pluvieuse.

I-2-4-1/Pluviométrie :

Le périmètre de la zone d’étude reçoit une pluviométrie abondante, elle est de l’ordre de 700 mm/an, la répartition mensuelle interannuelle est représentée dans le tableau (I-1)

Tableau I-1: Répartition mensuelle de la pluviométrie (Moyenne de 30 dernières années)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm)	29	57	95	98	93	83	62	65	56	8	3	5

Source : ANRH(Blida), station de Kaddara

I-2-4-2/Température:

La ville est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid. La température moyenne est de 13° en hiver et de 27° en été.

I-2-4-3/vents :

Les vents d’Est, frais et humides soufflent en Mai- Juin, ensuite c’est le Sirocco chaud, souvent chargé de sable et enfin les vents d’Ouest apportant les pluies d’Hiver.

I-2-5/Cadre Sismique :

Tout projet de construction doit être élaboré en conformité avec les règles parasismiques Algériennes en vigueur. Dans le cas de la commune de OULED HADDADJ, il faut savoir que l’ensemble du territoire de la commune est classé en zone III, c’est à dire en sismicité élevée.

I-2-6/Situation Hydraulique :

I-2-6-1/Ressources en eaux :

a-Eaux superficielles :

Devant l’accroissement de la demande en eau, les pouvoirs publics étaient obligés de chercher d’autres ressources pour satisfaire leurs demandes. C’est pourquoi, ils ont lancé un programme Spik (Système de production Isser-Keddara). Ce système consiste à mobiliser les eaux de surface par la réalisation de deux barrages, ceux de Keddara et de Beni Amrane



(transfert vers Keddara), interconnexion à l'ancien barrage d'El Hamiz. Ce système a été mis en service à partir de 1987, mais rapidement il s'est avéré insuffisant.

Actuellement le débit moyen journalier affecté à partir du SPIK à OULED HEDDADJ est égal à 3142 m³/j soit 36,37 l/s

b- Eaux Souterraines :

La ville d'OULED HEDDADJ est approvisionnée en matière d'alimentation en eau à partir de la ressource souterraine depuis longtemps.

Elle bénéficie des eaux souterraines du site de production qui se trouve au niveau du Douar Ali Boucif (les trois forages) F5, F6 et F7 qui refoulent vers le réservoir de stockage de 300m³

Les forages F5, F6, F7 sont à l'arrêt à cause de la chute de débit et la diminution de la profondeur des forages (vase au fond), ce qui a provoqué le colmatage de ces derniers.

Actuellement les trois forages sont rénovés et non rééquipés par les services concernés.

Le tableau (I-2) récapitule les caractéristiques de ces forages

Tableau I-2-Caractéristiques des forages

Forage	Prof	NS	ND	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)	calage de la pompe	OBS
	(m)						
F5	110	27,7	36.93	20	7	68	Non équipé
F6	106	26.8	35.47	18	5	52	Non équipé
F7	120	28.32	37.05	30	20	73	Non équipé

Source : DREW de BOUMERDES

I-2-6-2/Ouvrages du stockage :

Le réseau de distribution en eau potable est alimenté par deux réservoirs surélevés d'une capacité différente:

- Le premier réservoir est de capacité de 300m³ qui alimente la partie Nord de la ville.
Actuellement le réservoir est alimenté à partir d'un **piquage provisoire** sur la conduite SPIK (2x1500) pour assurer la distribution de l'eau potable.
- Un autre réservoir d'une capacité de stockage de 500m³ qui doit alimenter la partie sud de la ville mais il n'est pas encore en service, car l'eau arrive avec une basse pression a ce dernier, une station de pompage est prévue au niveau de site du château, en



attendant la réalisation de la station, la distribution est assurée par injection directe à travers la conduite by-pass.

Les caractéristiques des réservoirs de stockage sont données dans le tableau (I-3) :

Tableau I-3 : caractéristiques des réservoirs

Emplacement de réservoir	Capacité de réservoir (m ³)	Cote (m) N.G.A			Etat	Nature de réservoir
		CTN	radier	Trop plein		
Centre ville	300	30	47	52	BON	Elevé
Mhamed Salhi	500	48	71.40	76.40	BON	Elevé

1-2-6-3/Les Adductions :

Actuellement, L’approvisionnement en eau potable de la ville d’Ouled Heddadj s’effectue par deux piquages, en attendant la mise en service des forages, le réservoir de stockage de 300m³ est alimenté par un piquage provisoire de diamètre (2x80) en acier galvanisé sur la conduite d’AEP SPIK (2x1500) pour assurer la distribution de la partie nord de la ville, ainsi que l’alimentation du la localité OMAR BOUMEDIEN par injection directe.

Remarque : La quantité d’eau produite par ce piquage n’est pas connue.

Un deuxième piquage se trouve au niveau de Rabah Snadjki sur la conduite SPIK (2x1500) avec une sortie en fonte ø200 permet d’alimenter l’ouvrage de stockage (château d’eau 500 m³) de Mhamed Salhi, cette dernière alimente directement la partie sud de la ville en eau potable sans les stocker en attendant la réalisation de la station de pompage.

Une autre adduction par refoulement en PVC ø200, à partir des forages F5, F6 et F7 vers le réservoir de stockage de 300 m³, actuellement elle est à l’arrêt car les forages sont à l’arrêt.

Le tableau suivant représente les détails des adductions existantes.

Tableau I-4 : caractéristiques des adductions

Adductions	Matériaux	Diamètre (mm)	Linéaire (m)	Etat	observation
SPIK – R500 m ³	Fonte ductile	200	740	Vétuste	/
SPIK – R300 m ³	Acier Galvanisé	2x80	/	Vétuste	/
Forages F5, F6 et F7 – R300 m ³	PVC	200	/	Vétuste	/



I-2-6-4/Réseau de la distribution :

Le réseau de distribution existant desservant cette zone est du type ramifié. Il se caractérise par la diversité de son matériau, la vétusté de son état, l'existence des fuites et le sous dimensionnement des ses conduites. Il totalise un linéaire d'environ 18,2 Kms, de diamètres variant de 33 à 150 mm composés d'un matériau en amiante ciment, PVC, et d'acier galvanisé. Celui-ci est loin de satisfaire les besoins en eau actuel et futur, sans cesse croissants, ajouté à cela la mauvaise répartition de la ressource entre les différents consommateurs, généré par les extensions qui se sont greffées sans étude d'intégration au réseau principal au fur et à mesure. Ceci provoque des dérèglements auxquels le service d'exploitation ne peut faire face sans pour autant oublier le dysfonctionnement qui pourra être entre l'apport et la consommation.

I-3/conclusion :

Dans cette première partie on a présenté la ville d'Ouled Heddadj sous plusieurs aspects (topographique, géologique, climatique, démographique), ainsi il nous a donné un aperçu sur les caractéristiques de site d'étude. La situation actuelle de réseau est en état vétuste et très ancien, qui nécessite le redimensionnement et la projection d'un autre réseau.



CHAPITRE-II-

E valuation des besoins en eau de La ville d'ouled Heddadj



II-1/Introduction :

Le but de tout projet d'alimentation en eau potable, c'est de satisfaire les besoins actuels et futurs de la population d'une agglomération. Ces besoins dépendent de plusieurs facteurs tels que la croissance de la population; l'amélioration de mode de vie et les infrastructures existantes.

Et afin de mené une étude exacte de notre projet on doit estimer les différents besoins en eau de notre agglomération avec exactitude, pour cela on fixe une norme pour chaque catégorie de consommateur.

II-2-Evaluation de la population future :

D'après les services de l'APC de la ville d'OULED HADDADJ, le taux d'accroissement de cette dernière est de 2.3%.

L'accroissement de la population entre 1987 et 2008 pour la ville d'étude est donné dans le tableau (II.1) :

Tableau II.1- accroissement de la population

Années	Nombre d'habitant [Hab.]
1987	6360
1998	8836
2004	11257
2008	13550

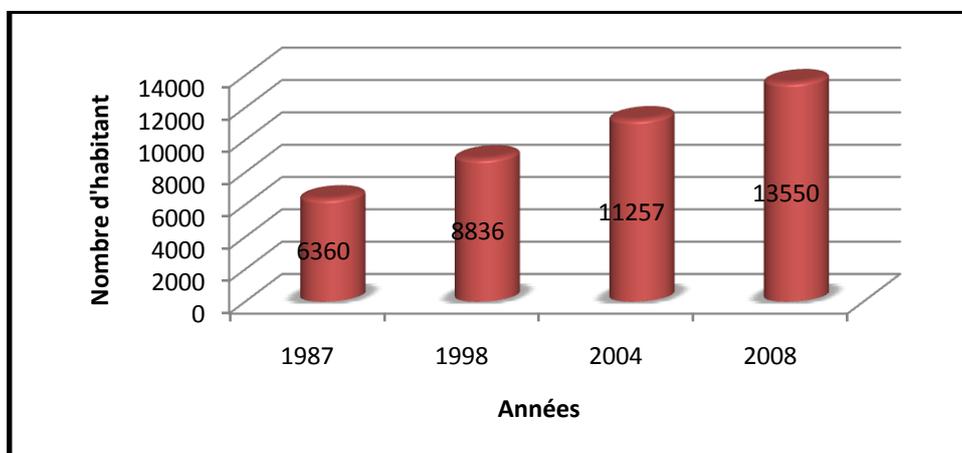


Figure II-1 : évolution de la population de la ville d'Ouled Haddadj

On fait l'estimation de la population pour l'horizon 2040, le calcul est établi à l'aide de la formule des intérêts composés suivante :



$$P = P_0(1+\tau)^n \dots\dots\dots(II-1)$$

Avec :

P : Population à l’horizon d’étude (hab).

P₀ : Population de l’année de référence 1998 (hab).

n : nombre d’années séparant les horizons considérés.

τ : taux moyen annuel d’accroissement de la population en (%)

Les calculs sont donnés dans le tableau II-2 :

Tableau II.2- Estimation de la population futur de la ville aux différents horizons.

Années	Nombre d’habitants [Hab.]
2008	13550
2013	15182
2020	17801
2040	28052

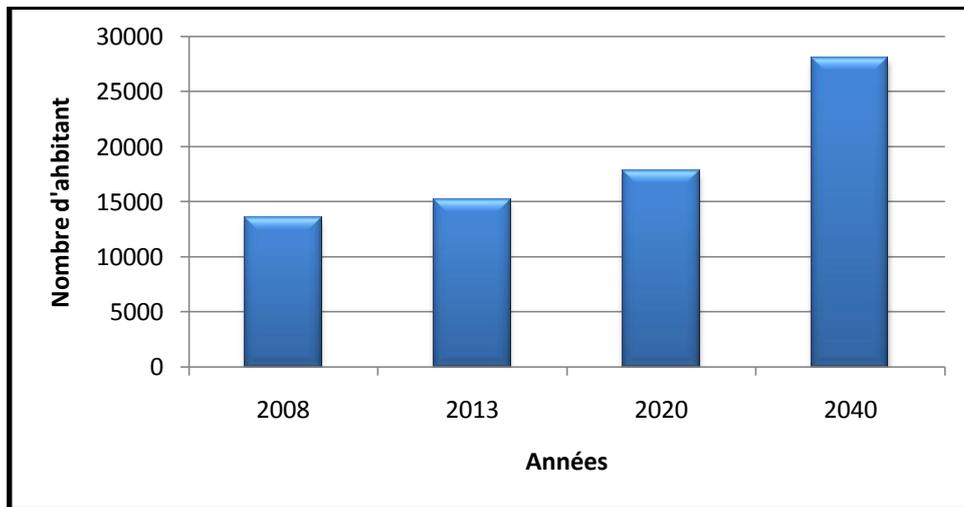


Figure II-2 : Evaluation de la population pour les différents horizons

II.3/ Estimation des besoins en eau :

II.3.1/ Consommation moyenne journalière :

Elle est désignée par Q_{moyj} et calculée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{\sum(Q_i * N_i)}{1000} \dots\dots\dots(II-2)$$



Avec :

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

II.3.2/ Besoins en eau par catégorie :

II.3.2.1/ Besoins domestique :

La consommation domestique est rapportée au nombre d’habitants, elle est exprimée en l/j/hab, elle varie en fonction de plusieurs paramètres tel que l’évolution de la population dans le temps en liaison avec le mode de vie.

D’après les informations recueillis auprès de la DREW de la wilaya de BOUMERDES la dotation est de 150 l/j/hab.

Tableau II-3 : Besoins domestiques

Horizon	Population	Dotation	Débit $Q_{moy,j}$ (m^3/J)
2008	13550	150	2032.5
2013	15182	150	2277.3
2020	17801	150	2670.2
2040	28052	150	4207.8

II.3.2.2/ Besoins scolaires :

Tableau II-4 : Evaluation des besoins scolaires de la ville

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)
3 écoles primaires	Elève	1860	15	27.9
2 CEM	Elève	1065	15	15.98
1 Lycée	Elève	740	15	11.1
Total				54.98



II.3.2.3/ Besoins administratifs :

Tableau II-5 : Evaluation des besoins administratifs

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit $Q_{moy ;j}$ (m^3/j)
APC	Employé	45	15	0.675
Agence postale	Employé	20	15	0.3
Gendarmerie	Agent	40	50	2
Police communal	Agent	20	25	0.5
Total				3.48

II.3.2.4/ Besoins socioculturels :

Tableau II-6 : Evaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit $Q_{moy ;j}$ (m^3/j)
02 mosquées	Fidèle	1200	25	30
01 maison de jeunes	m ²	350	15	5.25
01 Bibliothèque	m ²	120	5	0.6
01 aire de jeux	m ²	20	10	0.2
Stade communal	m ²	1150	5	5.75
Total				41.8

II.3.2.5/ Besoins sanitaires :

Tableau II-7 : Evaluation des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit $Q_{moy ;j}$ (m^3/j)
01 polyclinique	Patient	50	20	1
Unité de soin	Patient	20	10	0.2
Total				1.2

II.3.2.6/ Besoins commerciaux :

Tableau II-8 : Evaluation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit $Q_{moy ;j}$ (m^3/j)
Marché	m ²	1230	5	6.15
locaux commerciaux	m ²	500	3	1.5
Cafés	Client	800	10	8
Total				15.65



II.3.3/ Récapitulation des besoins en eau de la ville :

Après avoir fait l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif (tableau II-9) pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la ville à l'horizon de 2040.

Tableau II-9 : Récapitulation de la consommation journalière

Catégorie des besoins	Q _{moyj} (m ³ /j)
Domestiques	4207.8
Scolaires	54.98
Administratifs	3.48
Socioculturels	41.8
Sanitaire	1.2
Commerciaux	15.65
Total	4324.91

La consommation moyenne journalière totale de la localité de la zone de notre étude est de Q_{moyj} = 4324.91 m³/j soit un débit de 50.06 l/s

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

En fonction des jours, semaines, mois, et années, on observe une variation de débit demandé pour les différentes catégories, cela en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

II.4.1/ coefficient minimal d'irrégularité journalière :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Il est donné par le rapport suivant :

$$K_{minj} = Q_{maxj} / Q_{moyj} \dots\dots\dots (II-3)$$

Avec K_{minj} variant entre 0,7 et 0,9

Pour notre cas on prend K_{min,j} = 0.8

II.4.2/coefficient maximal d'irrégularité journalière :

Ce coefficient a pour but la majoration du débit moyen Q_{moyj} de 10 à 30% ; qui permet de satisfaire la demande journalière maximale .on désigne par coefficient max journalier le rapport suivant :

$$K_{maxj} = Q_{minj} / Q_{moyj} \dots\dots\dots (II-4)$$

Avec K_{maxj} varie entre 1,1 et 1,3.



On prend $K_{maxj} = 1,3$ pour les besoins de l'agglomération

II-4-3/ Coefficient maximal horaire ($K_{max,h}$) :

Il tient compte de l'accroissement de la population et le degré de confort au sein de l'agglomération; il est donné par la relation suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots (II-5)$$

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération, il varie entre 1,2 à 1,5. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,2$.
- β_{max} : coefficient qui dépend de nombre d'habitant. Il est donné par le tableau (II-10) ci-après :

Tableau II -10 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 28052 hab, donc $\beta_{max} = 1,18$,

$$D'où \quad K_{max,h} = 1,2 * 1,18 = 1,42$$

II-4-4-Coefficient minimal horaire ($K_{min, h}$) :

Il permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant la consommation la plus faible de la journée :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \dots\dots\dots (II-6)$$

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération, il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,6$.

β_{min} : coefficient qui dépend de nombre d'habitant. Il est donné par le tableau (II-11) :

Tableau II-11 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 28052 hab. donc $\beta_{min} = 0,53$

$$D'où \text{ le coefficient min horaire sera : } K_{min,h} = 0,6 * 0,53 = 0,32$$

II -5/Détermination des débits journaliers :

II -5-1/Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II-8)$$



On prend $K_{min,j}=0,8$ d'où $Q_{min,j} = 0,8*4324.91 = 3459.93 \text{ m}^3/\text{j}=40.05 \text{ l/s}$

II -5-2/Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Il correspond au jour de plus grande consommation pendant l'année, il nous permet de dimensionner les éléments du réseau, le réservoir et la station de pompage.

Ce débit est donné par :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots \text{(II-7)}$$

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule (II-4)

Donc : $Q_{max,j} = 1.3*4324.91=5622.38=65.07 \text{ l/s}$

II-6/Détermination des débits horaires :

Il est variable en fonction du régime de consommation probable et le mode de vie de la population (développement et habitude).

II-6-1/ Débit moyen horaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \dots \dots \dots \text{(II-8)}$$

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

Donc : $Q_{moy,h} = \frac{5622.38}{24} = 234.26 \text{ m}^3/\text{h}$.

II-6-2/Détermination du débit maximum horaire :

Il permet d'effectuer les différents calculs du réseau de distribution, il est donné par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \dots \dots \dots \text{(II-9)}$$

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h
- $K_{max,h}$: coefficient de pointe horaire qui est égale à 1.42
- $Q_{max,h}$: débit max horaire en m^3/h

donc : $Q_{max,h} = 1,42*234.26= 332,65 \text{ m}^3/\text{h} =92.40 \text{ l/s}$

II -7/Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

On remarque une variation de débit horaire, et cela selon la vocation et l'étendue de l'agglomération. Cette variation horaire est déterminée expérimentalement au moyen d'un



analyseur de débit placé au niveau de la conduite de départ de réservoir de distribution en fonction de nombre d'habitants. Elle est exprimée en pourcentage (%) pour une journée, par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, elle est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (II-12) :

Tableau II-12 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01



Dans notre agglomération on a un nombre d'habitant égal à 28052 à l'horizon de 2040, qui se trouve entre 10001 et 50000 hab.

Le régime de consommation de l'agglomération est donné par le tableau (II-13) :

Tableau II-13 : Répartition des débits horaires

heures	le débit horaire		le débit cumulé	
	$Q_{max,j}=5622.38 \text{ m}^3/j$		$Q_{max,j}=5622.38 \text{ m}^3/j$	
(h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0-1	1,5	84,34	1,5	84,34
1-2	1,5	84,34	3	168,67
2-3	1,5	84,34	4,5	253,01
3-4	1,5	84,34	6	337,34
4-5	2,5	140,56	8,5	477,90
5-6	3,5	196,78	12	674,69
6-7	4,5	253,01	16,5	927,69
7-8	5,5	309,23	22	1236,92
8-9	6,25	351,40	28,25	1588,32
9-10	6,25	351,40	34,5	1939,72
10-11	6,25	351,40	40,75	2291,12
11-12	6,25	351,40	47	2642,52
12-13	5	281,12	52	2923,64
13-14	5	281,12	57	3204,76
14-15	5,5	309,23	62,5	3513,99
15-16	6	337,34	68,5	3851,33
16-17	6	337,34	74,5	4188,67
17-18	5,5	309,23	80	4497,90
18-19	5	281,12	85	4779,02
19-20	4,5	253,01	89,5	5032,03
20-21	4	224,90	93,5	5256,93
21-22	3	168,67	96,5	5425,60
22-23	2	112,45	98,5	5538,04
23-24	1,5	84,34	100	5622,38
Total	100	5622,38		

A partir de ce tableau, on tire le :

- $Q_{max,h}=351,40 \text{ m}^3/h=97.61 \text{ l/s}$ qui survient entre 8h et midi.
- $Q_{min,h}=84,34 \text{ m}^3/h=23.43$ observé entre 23h et 4h (pendant la nuit).

On trace le graph de consommation et la courbe intégrale, qui sont représentées par les figures (II-3) et (II-4) :

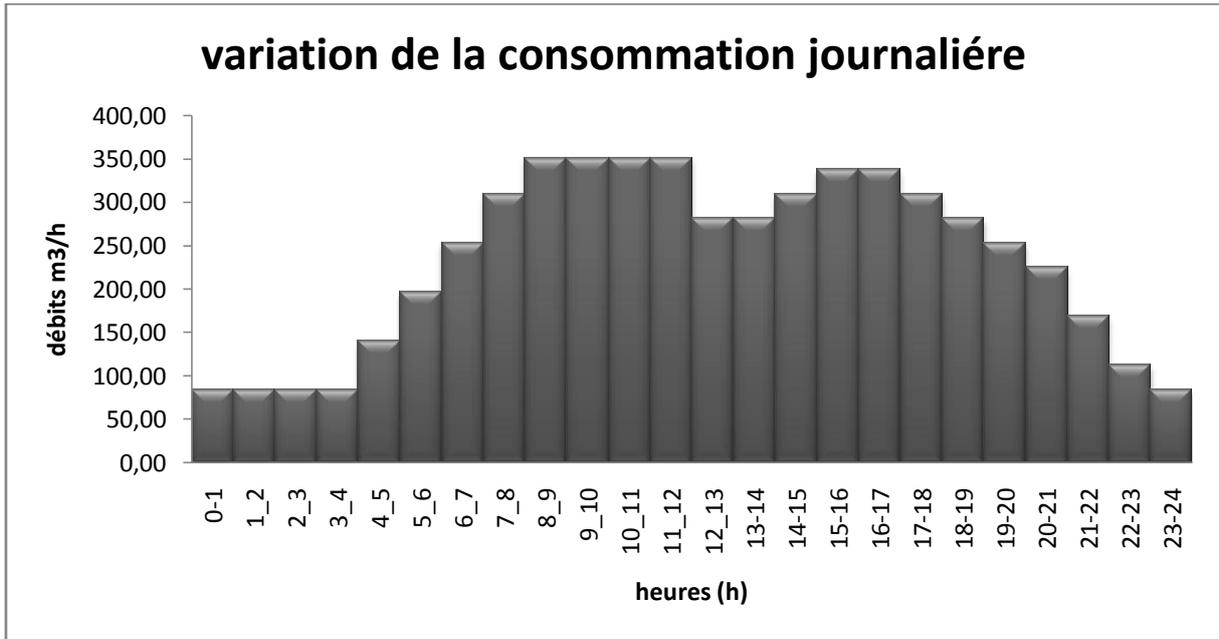


Figure II-3 : Histogramme de la consommation journalière

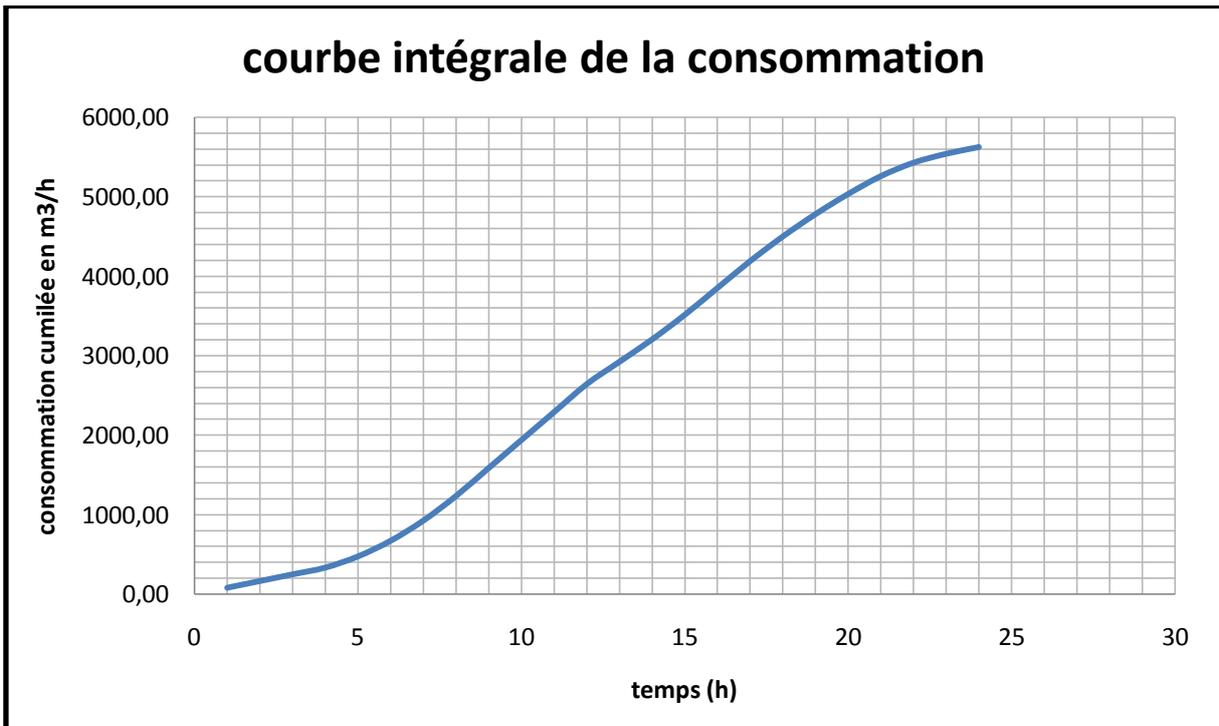


Figure II-4 : courbe intégrale de la consommation



II-8/ Conclusion :

Dans ce présent chapitre, on a mis les points sur les différents éléments théorique et pratique composant notre agglomération, et collecter les données nécessaires pour la conception et le dimensionnement des différents ouvrages composant notre système d'alimentation en eau potable, et on a également défini la consommation journalière des différentes catégories et la variation horaire de la consommation.



Chapitre-III-

Les Réservoirs



III-1-Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons évaluer le volume nécessaire en eau potable demandé par notre agglomération, qui doit être assurée par les deux réservoirs surélevé existants de capacité totale de 800m^3 . Dans le cas où la demande ou les besoins journaliers sont supérieurs au volume d'eau produit par les sources en 24 heures, il est nécessaire d'implanté un autre réservoir de stockage.

III-2-rôle des réservoirs :

La fluctuation de la demande en eau consécutive à la variation de la consommation et la demande d'incendie commandent l'aménagement d'une réserve d'eau potable. Les réservoirs sont conçus à cet effet.

En fait, les réservoirs servent principalement à équilibrer la demande et la production, et lorsque la production est supérieure à la consommation, on accumule l'excédent dans ces derniers. Comme ils permettent d'assurer d'autres fonctions à savoir :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Bonne répartition des débits dans le réseau de distribution.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée, c'est qui n'est pas notre cas.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de relais.
- Réduire le dépense d'énergie puisque les deux châteaux d'eau, sont des réservoirs de tête.

III-3-Choix du type du réservoir :

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont parfois construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau impose très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- soit surélevé ou château d'eau.

Dans le cas de notre projet, les deux réservoirs existant sont des réservoirs surélevés construit en maçonnerie, avec une hauteur du plan d'eau de 5m.



III-4-Emplacement des réservoirs :

Pour implanter un réservoir, il doit remplir les conditions technique et économique suivantes :

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

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau, mais cela n'est pas vérifié pour nos châteaux d'eau (remplissage par pompage).

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville (cas de château de 500m³), ou à proximité du centre important de consommation (cas de château de 300m³).

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

III-5-Détermination de la capacité du réservoir :

Un réservoir de distribution remplit son rôle s'il est suffisamment grand pour amortir les variations de la demande tout en étant alimenté de façon constante, selon le débit moyen journalier. C'est-à-dire il doit avoir une capacité suffisante.

Pour la détermination de la capacité de réservoir, il est indispensable de connaître la variation du futur débit entrant et celui sortant, tenir compte de la variation journalière de jour de la plus forte consommation et la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Dans ce présent chapitre, on est appelé à déterminer le volume d'eau exigé par notre agglomération vérifié si les réservoirs existants peuvent donner ce volume.

III-5-1/principe de calcul :

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

- ✓ Soit à la méthode graphique : Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière totale déduite à partir des coefficients des variations horaires et celle caractérisant l'apport de la station de pompage
- ✓ Soit à la méthode analytique qui consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Pour notre projet, nous allons utiliser la méthode analytique



On fixe un régime de consommation caractérisé par la courbe de consommation (figure II-4), pour pouvoir évaluer la capacité de réservoir

L'apport d'eau vers les deux réservoirs existant, se fera durant 20 heures à partir des sources

Le tableau III-1 donne la capacité utile de réservoir

Tableau III-1: détermination de la capacité du réservoir

Heure	Consommation horaire $Q_{max,j}=5622.38m^3/j$	Apport d'eau	Arrivée de l'eau au réservoir	Départ de l'eau du réservoir	Résidus
h	%	%	%	%	%
0-1	1,5	0		1.5	4.5
1-2	1,5	0		1.5	3
2-3	1,5	0		1.5	1.5
3-4	1,5	0		1.5	0
4-5	2,5	5	2.5		2.5
5-6	3,5	5	1.5		4
6-7	4,5	5	0.5		4.5
7-8	5,5	5		0.5	4
8-9	6,25	5		1.25	2.75
9-10	6,25	5		1.25	1.5
10-11	6,25	5		1.25	0.25
11-12	6,25	5		1.25	-1
12-13	5	5	0		-1
13-14	5	5	0		-1
14-15	5,5	5		0.5	-1.5
15-16	6	5		1	-2.5
16-17	6	5		1	-3.5
17-18	5,5	5		0.5	-4
18-19	5	5	0		-4
19-20	4,5	5	0.5		-3.5
20-21	4	5	1		-2.5
21-22	3	5	2		-0.5
22-23	2	5	3		2.5
23-24	1,5	5	3.5		6
Total	100	100			



Le volume résiduel est calculé comme suit:

$$V_u = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

V_u : capacité utile (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%) déduite à partir de tableau

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

Donc $V_u = (6+4) * 5622.38 / 100 = 562.24 \text{m}^3$

$V_u = 562.24 \text{m}^3$

Et le volume total sera :

$$V_T = V_u + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

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

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

Alors $V_t = 568 + 120 = 682.24 \text{m}^3 \approx 700 \text{m}^3$

$V_t = 700 \text{m}^3$

Remarque :

Nous avons la capacité totale des deux réservoirs qui est de 800m^3 , et la capacité calculée est de 700m^3 , donc la capacité des réservoirs existants est suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

III-6/Calcul de la capacité de la bache d'eau de la station de pompage :

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le même principe du dimensionnement du réservoir tampon.

Donc Le volume de la bache à eau est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = Q_r * \frac{t}{T} \dots\dots\dots V - 3$$

Avec :

Q_r : débit à refoulé

T : temps de fonctionnement de la station de pompage ($T=20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=1/4\text{h}$)

$$V_{\text{bache}} = 4216.3 * 0.25 / 20 = 52.7 \text{m}^3$$



On va prendre un volume normalisé de 60m^3

III-7/tuyauterie des réservoirs :

Après avoir visité le site de notre agglomération, les châteaux d'eau existants montrent qu'ils sont de forme tronconique, avec une chambre de manœuvre, et des fenêtres d'aération. La cuve est circulaire qui a un diamètre de 11m pour le $R500\text{m}^3$ et un diamètre de 9m pour le $R300\text{m}^3$. les deux châteaux d'eaux sont équipés de :

Une conduite d'arrivée : c'est la conduite qui alimente le réservoir en eau, qui est peut être installée de plusieurs manières (sur verse noyé ou dénoyé, par le fond), dans notre cas les conduites sont installées au fond de la cuve.

Une conduite de départ : munie d'un robinet vanne, cette dernière permet la distribution de l'eau à notre agglomération qui sera dimensionnée dans le chapitre qui suit.

Une conduite de trop plein : ayant un diamètre de 80mm, et un rôle d'empêché l'eau de dépasser un niveau bien déterminé, c'est-à-dire d'évacuer le surplus d'eau dans le château.

Une conduite de vidange : permet de vider le réservoir lors de son exploitation pour nettoyage ou réparation, elle a un diamètre de 80mm, et comporte un robinet vanne, et se raccorde au canal de trop plein.

Une conduite by-pass : qui permet de raccorder le conduite d'arrivée avec celle de départ afin d'isolé le réservoir en cas d'indisponibilité.

Des compteurs placés au niveau de la conduite d'arrivée et de départ.

Remarque :

Puisque la source d'alimentation de réservoir de 300m^3 est une source souterraines (les trois forages) qui est pauvre en oxygène, alors on recommande que la conduite d'arrivée soit par surverse pour l'oxygénation de l'eau.



VII-Conclusion

La ville d'OULED HEDDADJ est dotée de deux réservoirs de capacité totale de 800m^3 , qui peuvent assurer le fonctionnement hydraulique à l'horizon considérée, du fait que le volume nécessaire à l'agglomération était de 700m^3 , qui est inférieur à la capacité totale des réservoirs existants.

Tout en supposant que l'état des réservoirs restera bonne à cet horizon, alors on n'a pas intérêt à implanté un autre réservoir.



Chapitre-IV-

Réseau de distribution



IV-1-Introduction :

Comme nous avons remarqué dans le chapitre II que notre réseau actuel est loin d'assurer la distribution en eau potable de la ville, vu sa vétusté il est impérativement nécessaire de projeter un nouveau réseau de distribution, qui doit être en mesure de fournir des pressions et des vitesses acceptables, des débits et des volumes requis. Ce réseau sera alimenté par deux châteaux d'eau existant d'une capacité totale de 800m^3 .

A travers ce présent chapitre nous procéderons au dimensionnement et la conception de ce réseau d'AEP, afin de transporter l'eau potable aux consommateurs en qualité et quantité suffisante.

IV-2-Classification des réseaux :

Le réseau de distribution peut avoir une forme ramifiée ou maillé ce qui est plus courant. La structure du réseau est dictée par la configuration des rues, la localisation des quartiers de forte densité d'habitation et la dispositions des quartiers, en terme général nous distinguons :

IV-2-1/le réseau ramifié :

Il est constitué par des conduites principales et des conduites secondaires tout au long de la conduite principale.

Cette structure est caractérisée par une alimentation à sens unique. L'inconvénient c'est que tout tronçon qui doit être mis hors service entrain avec lui la mise en hors service de tous les tronçons en aval. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution en eau en milieu rural.

IV-2-2/le réseau maillé :

C'est le cas le plus fréquent en distribution. Le réseau maillé est l'assemblage de deux ou plusieurs réseaux ramifiés par des conduites qui permettent des échanges entres les réseaux et qui constituent de mailles (permettent une alimentation de retour).

Ce type de réseaux présente les avantages suivant : plus de sécurité dans l'alimentation (en cas d'une panne d'une conduite, il suffit d'isoler le tronçon et les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et les débits dans tout le réseau.il par contre couteux et plus difficile à calculer.



IV-2-3/réseau étagé :

Le réseau étagé est utilisé pour les agglomérations dont les différences de niveau sont très importantes. Cette forte dénivelée provoque des fortes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir unique, et par conséquent les normes de pression ne seront pas respectées.

Pour régulariser les pressions dans le réseau, on installe un réservoir intermédiaire alimenté par le premier.

Remarque :

Vu l'importance de notre agglomération, sa structure et sa configuration, le réseau de type maillé convient très bien pour cette dernière.

IV-3-principe de tracé de réseau choisi :

Pour tracer un réseau de type maillé, il faut disposer d'un plan topographique de la zone d'étude et un certain nombre de condition qu'il faut respecter :

- Avant tout, il faut repérer les gros consommateurs, c'est-à-dire les quartiers ayant une forte densité de population.
- Déterminer l'itinéraire principal pour assurer la distribution aux consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle qui doivent être bien réparties afin d'avoir une bonne répartition d'eau.
- Les conduites principales doivent être reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles afin d'alimenter l'intérieur des quartiers

IV-4-choix de type de matériau :

Le type de matériau établi selon des critères d'ordre technique et économique.

- **Critères techniques :**
 - Le diamètre
 - Résistance aux attaques chimique, aux pressions de service.
 - Les conditions de pose.
 - Bonne étanchéité
 - Facilité d'entretien et mise en service.
- **Critères économique :**
 - Le prix de la fourniture et du transport
 - La disponibilité sur le marché local



Pour notre agglomération nous avons choisi des conduites en PEHD qui présentent les avantages suivants :

- ✓ Bonne résistance à la corrosion et à l'entartrage ;
- ✓ Souplesse, légèreté et facilité d'utilisation ;
- ✓ Disponibilité sur le marché
- ✓ Facilité de transport et de stockage
- ✓ Durée de vie plus de 50ans
- ✓ Résistance aux conditions climatiques
- ✓ Répondent parfaitement aux normes de potabilité, et ils sont peu onéreux
- ✓ Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

IV-5-Calcul hydraulique du réseau :

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

- ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- ✓ On calcul les débits routes pendant les heures considérées de pointe
- ✓ On détermine le débit spécifique à partir des débits en routes
- ✓ Sachant le débit spécifique, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds

Remarque :

Vu la difficulté de la détermination des débits, nous supposons par hypothèse que les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires de chaque tronçon formant la maille.

IV-5-1/détermination des débits :

IV-5-1-1/débit de route :

Le débit de route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, puisque nous ne connaissons pas la loi de consommation des habitants le long d'un tronçon quelconque, il est donné par la formule suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec $\sum Q_r$: débit en route (l/s) ;

Q_{cons} : débit consommé (l/s) ;

$\sum Q_{conc}$: la somme des débits concentrés (l/s), dans notre cas ils sont nuls



IV-5-1-2/débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique Q_{spi} qui est égal à :

$$Q_{spi} = Q_r / \sum Li \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec : Q_{spi} : débit spécifique (l/s/ml)

$\sum Li$: Somme des longueurs des tronçons assurant le service en route (m).

IV-5-1-3/débit aux nœuds:

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

$$Q_{ni} = 0,5 \sum q_{ri,k} + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots (VI-3)$$

Avec $Q_{n,i}$: débit au nœud i de consommation (l/s) ,

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré (l/s).

$\sum q_{ri,k}$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

Dans notre cas on a deux fonctionnements hydrauliques : cas de pointe et cas de pointe+incendie.

IV-5-1-3-1/Cas de pointe :

D'après la figure (II-3) nous avons trouvé que le débit maximum consommé est de $351.40m^3/h$ soit 97.61 l/s et puisque les débits concentrés sont nuls donc :

$$Q_{cons} = 97.61 \text{ l/s} \quad \text{Et} \quad Q_{conc} = 0 \text{ (débit nul)}$$

Alors $Q_{route} = Q_{cons} = 97.61 \text{ l/s}$

Et nous avons la somme des longueurs assurant le service en route est de : **11810.42m**

Donc le débit spécifique est : $Q_{sp} = 97.61 / 11810.42 = 0.0083 \text{ l/s/ml}$



Ces données nous permettent de calculer le débit dans chaque nœud ainsi le débit de route sur tous les tronçons

Tableau IV-1/Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q _{spéc} (l/s/ml)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœud} (l/s)
1	1—2	387,32	0,0083	3,201	3,569
	1—11	476,42		3,937	
2	2—1	387,32		3,201	3,435
	2—3	120,23		0,994	
	2—7	323,69		2,675	
3	3—2	120,23		0,994	2,249
	3—4	152,16		1,258	
	3—8	271,9		2,247	
4	4—3	152,16		1,258	2,746
	4—5	202,92		1,677	
	4—27	309,31		2,556	
5	5—4	202,92		1,677	2,119
	5—6	309,92		2,561	
6	6—5	309,92		2,561	2,943
	6—7	402,36		3,325	
7	7—6	402,36		3,325	3,000
	7—2	323,69		2,675	
8	8—3	271,9		2,247	3,580
	8—9	47,47		0,392	
	8—26	546,93		4,520	
9	9—8	47,47	0,392	3,231	
	9—10	296,18	2,448		
	9—15	438,13	3,621		
10	10—9	296,18	2,448	4,700	
	10—11	92,82	0,767		
	10—12	748,27	6,184		
11	11—10	92,82	0,767	2,352	
	11—1	476,42	3,937		
12	12—10	748,27	6,184	5,920	
	12—13	314,19	2,597		
	12—20	370,23	3,060		
13	13—12	314,19	2,597	2,973	
	13—14	240,28	1,986		
	13—18	164,95	1,363		



Tableau IV-1/ Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qspéc (l/s/ml)	Qroute (l/s)	Qnoeud (l/s)
14	14--13	240,28	0.0083	1,986	1,680
	14--15	166,24		1,374	
15	15--14	166,24		1,374	3,683
	15--9	438,13		3,621	
	15--16	286,77		2,370	
16	16--15	286,77		2,370	2,383
	16--17	289,88		2,396	
17	17--16	289,88		2,396	3,020
	17--18	398,38		3,293	
	17--23	42,48		0,351	
18	18--17	398,38		3,293	2,784
	18--13	164,95		1,363	
	18--19	110,37		0,912	
19	19--18	110,37		0,912	3,433
	19--20	425,85		3,520	
	19--21	294,62		2,435	
20	20--12	370,23		3,060	3,290
	20--19	425,85		3,520	
21	21--19	294,62		2,435	3,740
	21--22	610,32		5,044	
22	22--21	610,32		5,044	2,737
	22--23	52,02		0,430	
23	23--22	52,02		0,430	0,703
	23--17	42,48		0,351	
	23--24	75,7		0,626	
24	24--23	75,7		0,626	1,101
	24--25	190,85		1,577	
25	25--24	190,85		1,577	3,367
	25--26	50,74	0,419		
	25--29	573,2	4,737		
26	26--25	50,74	0,419	3,967	
	26--8	546,93	4,520		
	26--27	362,28	2,994		
27	27--26	362,28	2,994	3,358	
	27--4	309,31	2,556		
	27--28	140,97	1,165		
28	28--27	140,97	1,165	1,350	
	28--29	185,8	1,536		



Tableau IV-1/ Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qspéc (l/s/ml)	Qroute (l/s)	Qnoeud (l/s)
29	29--28	185,8	0.0083	1,536	5,563
	29--25	573,2		4,737	
	29--30	109,02		0,901	
	29--34	478,15		3,952	
30	30--29	109,02		0,901	0,949
	30--31	120,61		0,997	
31	31--30	120,61		0,997	1,069
	31--32	138,05		1,141	
32	32--31	138,05		1,141	2,102
	32--33	370,63		3,063	
33	33--32	370,63		3,063	2,035
	33--34	121,81		1,007	
34	34--33	121,81		1,007	2,479
	34--29	478,15		3,952	

IV-5-1-3-2/Cas de pointe+incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (**17 l/s**) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N°10.

Donc $Q_{noeud10} = 4.7 + 17 = 21.7l/s$

IV-6-Répartition arbitraire des débits :

Pour pouvoir déterminer le diamètre de chaque tronçon, on fait la répartition arbitraire des débits qui est présentée dans les figures (IV-1) et (IV-2)

IV-7-Détermination des diamètres des conduites et les vitesses d'écoulement :

Après avoir fait la première approximation des débits, on peut déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau en utilisant l'abaque (voir annexe N°) et la vitesse correspondante calculée par la formule suivante : $V_0 = 4 * Q / \pi D^2$. Les résultats sont donnés dans le tableau IV-2





Tableau IV-2/Calcul des diamètres et des vitesses du réseau de distribution

tronçon	débit transit		Qmax(l/s)	diamètre (mm)	vitesse (m/s)
	cas pointe (l/s)	pointe+ince(l/s)			
N1-N2	28,71	37,21	37,21	200	1,19
N1-N11	28,72	37,21	37,21	200	1,19
N2-N7	12,63	16,89	16,89	160	0,84
N2-N3	12,64	16,89	16,89	160	0,84
N3-N4	5,2	7,32	7,32	110	0,77
N3-N8	5,19	7,32	7,32	110	0,77
N4-N27	7,02	13,4	13,4	125	1,09
N4-N5	4,57	8,83	8,83	110	0,93
N5-N6	6,69	10,95	10,95	110	1,15
N6-N7	9,63	13,89	13,89	125	1,13
N8-N26	13,21	8,19	13,21	125	0,67
N8-N9	11,6	4,45	11,6	125	0,36
N9-N10	10,84	6,58	10,84	125	0,54
N9-N15	3,99	1,1	3,99	90	0,17
N10-N11	26,37	34,86	34,86	200	1,11
N10-N12	10,83	6,58	10,83	110	0,69
N12-N13	6,5	2,26	6,5	90	0,36
N12-N20	1,59	1,6	1,6	75	0,36
N13-N14	8,18	5,11	8,18	110	0,54
N13-N18	4,65	5,82	5,82	90	0,92
N14-N15	6,5	3,43	6,5	110	0,36
N15-N16	1,17	1,35	1,35	75	0,31
N16-N17	3,55	3,73	3,73	75	0,84
N17-N18	2,55	3,72	3,72	75	0,84
N17-N23	9,12	10,47	10,47	125	0,85
N18-N19	4,88	4,88	4,88	90	0,77
N19-N20	4,88	4,89	4,89	90	0,77
N19-N21	13,19	13,2	13,2	125	1,08
N21-N22	16,93	16,94	16,94	160	0,84
N22-N23	16,94	16,93	16,94	160	0,84
N23-N24	7,12	6,46	7,12	110	0,68
N24-N25	6,02	5,37	6,02	110	0,57
N25-N26	4,62	2,11	4,62	90	0,33
N25-N29	7,27	4,11	7,27	90	0,65
N26-N27	4,62	2,11	4,62	90	0,33
N27-N28	8,28	12,15	12,15	125	0,99
N28-N29	6,93	10,8	10,8	125	0,88
N29-N30	4,57	4,68	4,68	90	0,74
N29-N34	4,07	3,96	4,07	90	0,62
N30-N31	3,62	3,73	3,73	90	0,59
N31-N32	2,55	2,66	2,66	75	0,60



Tableau IV-2/Calcul des diamètres et des vitesses du réseau de distribution (suite)

tronçon	débit transit		Qmax (l/s)	diamètre (mm)	vitesse (m/s)
	cas pointe (l/s)	pointe+ince(l/s)			
N32-N33	0,45	0,56	0,56	63	0,18
N33-N34	1,59	1,46	1,59	75	0,33
R500m3-N1	61	78	78	315	1,00
R300m3-N22	36,61	36,61	36,61	200	1,17

IV-8/Résultats de la simulation hydraulique de réseau projeté :

On procède à la simulation hydraulique de réseau à l'aide de logiciel EPANET, qui est un logiciel du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans le réseau sous pression

Les paramètres hydrauliques de réseau projeté pour les deux cas (pointe et pointe + incendie) sont donnés dans les tableaux IV-2, IV-3, IV-4, IV-5 et présentés dans les figures IV-1 et IV-2

Tableau IV-3/Calcul des vitesses et pertes de charge de réseau projeté (cas de pointe)

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
N1-N2	387,32	200	30,92	0,98	4,69
N1-N11	476,42	250	26,51	0,54	1,14
N2-N7	329,69	160	11,06	0,55	2,05
N2-N3	120,23	200	16,42	0,52	1,42
N3-N4	152,16	110	11,67	1,23	14,99
N3-N8	271,9	90	2,5	0,39	2,26
N4-N27	309,31	125	11,92	0,97	8,17
N4-N5	202,92	90	3	0,47	3,16
N5-N6	309,92	110	5,12	0,54	3,15
N6-N7	40,36	125	8,06	0,66	3,89
N8-N26	546,93	90	3,57	0,56	4,38
N8-N9	47,47	90	4,65	0,73	7,19
N9-N10	296,18	160	14,87	0,74	3,59
N9-N15	438,13	110	6,99	0,74	5,66
N10-N11	92,82	200	24,16	0,77	2,93
N10-N12	748,27	90	4,58	0,72	7
N12-N13	314,19	90	2,72	0,43	2,63
N12-N20	370,23	75	1,38	0,31	1,68
N13-N14	240,28	90	2,55	0,4	2,08
N13-N18	164,95	90	3,14	0,49	3,44
N14-N15	166,24	110	4,23	0,45	2,21



Tableau IV-3/Calcul des vitesses et pertes de charge dans le cas de pointe (suite)

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
N15-N16	286,77	75	0,92	0,21	0,89
N16-N17	289,88	90	3,3	0,52	3,77
N17-N18	398,38	125	8,32	0,68	4,14
N17-N23	42,48	160	14,64	0,73	3,48
N18-N19	110,37	75	2,41	0,54	5,2
N19-N20	425,85	75	1,91	0,43	3,38
N19-N21	294,62	90	2,93	0,46	3,03
N21-N22	610,32	125	6,67	0,54	2,73
N22-N23	52,02	200	27,2	0,87	3,67
N23-N24	75,7	125	11,86	0,97	6,76
N24-N25	190,85	125	10,76	0,88	6,72
N25-N26	50,74	75	2,74	0,62	6,65
N25-N29	573,2	90	4,64	0,73	7,17
N26-N27	362,28	75	2,35	0,53	4,97
N27-N28	140,97	125	10,91	0,89	6,9
N28-N29	185,8	125	9,56	0,78	5,37
N29-N30	109,02	90	4,75	0,75	7,46
N29-N34	478,15	90	3,89	0,61	5,15
N30-N31	120,61	90	3,8	0,6	4,9
N31-N32	138,05	75	2,73	0,62	6,57
N32-N33	370,63	63	0,63	0,2	1,04
N33-N34	121,81	75	1,41	0,32	1,95
R500m3-N1	308,36	315	61	0,78	1,74
R300m3-N22	18,69	250	36,61	0,75	2,1

Tableau IV-4/Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe)

ID Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	M	LPS	m	M
Noeud 1	45,05	3,57	73,04	27,99
Noeud 2	37,1	3,44	71,22	34,12
Noeud 3	35,13	2,25	71,05	35,92
Noeud 4	35,03	2,75	68,77	33,74
Noeud 5	37,66	2,12	69,41	31,75
Noeud 6	42,63	2,94	70,39	27,76
Noeud 7	44,17	3	70,54	26,37
Noeud 8	35,12	3,58	70,44	35,32
Noeud 9	35,25	3,23	71,16	35,91
Noeud 10	36,55	4,7	72,22	35,67
Noeud 11	37,02	2,35	72,49	35,47
Noeud 12	26,56	5,92	66,99	40,43



Tableau IV-4/Calcul des pressions au niveau des nœuds dans le cas de pointe (suite)

ID Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	M
Noeud 13	25,95	2,97	67,81	41,86
Noeud 14	28,34	1,68	68,31	39,97
Noeud 15	29,42	3,68	68,68	39,26
Noeud 16	28,95	2,38	68,93	39,98
Noeud 17	30,91	3,02	70,03	39,12
Noeud 18	29,41	2,78	68,38	38,97
Noeud 19	29,46	3,43	67,8	38,34
Noeud 20	25,22	3,29	66,36	41,14
Noeud 21	26,17	3,74	68,7	42,53
Noeud 22	30,47	2,74	70,37	39,9
Noeud 23	30,92	0,7	70,17	39,25
Noeud 24	31,34	1,1	69,66	38,32
Noeud 25	32,8	3,37	68,38	35,58
Noeud 26	31,72	3,97	68,04	36,32
Noeud 27	35,25	3,36	66,24	30,99
Noeud 28	36,52	1,35	65,27	28,75
Noeud 29	35,89	5,56	64,27	28,38
Noeud 30	33,33	0,95	63,46	30,13
Noeud 31	35,17	1,07	62,87	27,7
Noeud 32	38,88	2,1	61,96	23,08
Noeud 33	39,8	2,04	61,57	21,77
Noeud 34	39,53	2,48	61,81	22,28

Tableau IV-5/Calcul des vitesses et pertes de charge de réseau projeté (cas de pointe+incendie)

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	M	mm	LPS	m/s	m/km
N1-N2	387,32	200	32,31	1,03	5,1
N1-N11	476,42	250	42,12	0,86	2,75
N2-N7	329,69	160	11,18	0,56	2,1
N2-N3	120,23	200	17,69	0,56	1,63
N3-N4	152,16	110	11,89	1,25	15,55
N3-N8	271,9	90	3,55	0,56	4,32
N4-N27	309,31	125	12,26	1	8,62
N4-N5	202,92	90	3,12	0,49	3,4
N5-N6	309,92	110	5,24	0,55	3,29
N6-N7	40,36	125	8,18	0,67	4
N8-N26	546,93	90	3,52	0,55	4,25
N8-N9	47,47	90	3,55	0,56	4,33



**Tableau IV-5/Calcul des vitesses et pertes de charge dans le cas de
pointe+incendie (suite)**

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	M	mm	LPS	m/s	m/km
N9-N10	296,18	160	13,61	0,68	3,03
N9-N15	438,13	110	6,83	0,72	5,41
N10-N11	92,82	200	39,77	1,27	7,59
N10-N12	748,27	90	4,46	0,7	6,65
N12-N13	314,19	90	2,8	0,44	2,77
N12-N20	370,23	75	1,34	0,3	1,59
N13-N14	240,28	90	2,49	0,39	2
N13-N18	164,95	90	3,27	0,51	3,72
N14-N15	166,24	110	4,17	0,44	2,15
N15-N16	286,77	75	1,03	0,23	1,09
N16-N17	289,88	90	3,41	0,54	4
N17-N18	398,38	125	8,45	0,69	4,26
N17-N23	42,48	160	14,88	0,74	3,59
N18-N19	110,37	75	2,4	0,54	5,18
N19-N20	425,85	75	1,95	0,44	3,53
N19-N21	294,62	90	2,98	0,47	3,13
N21-N22	610,32	125	6,72	0,55	2,77
N22-N23	52,02	200	27,15	0,86	3,66
N23-N24	75,7	125	11,57	0,94	6,47
N24-N25	190,85	125	10,47	0,85	6,39
N25-N26	50,74	75	2,61	0,59	6,04
N25-N29	573,2	90	4,5	0,71	6,74
N26-N27	362,28	75	2,15	0,49	4,23
N27-N28	140,97	125	11,05	0,9	7,08
N28-N29	185,8	125	9,7	0,79	5,53
N29-N30	109,02	90	4,75	0,75	7,46
N29-N34	478,15	90	3,89	0,61	5,15
N30-N31	120,61	90	3,8	0,6	4,9
N31-N32	138,05	75	2,73	0,62	6,57
N32-N33	370,63	63	0,63	0,2	1,04
N33-N34	121,81	75	1,41	0,32	1,95
R500m3-N1	208,36	315	78	1	2,78
R300m3-N22	18,69	250	36,61	0,75	2,1



Tableau IV-6/Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe+incendie)

ID Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	M	LPS	m	M
Noeud 1	45,05	3,57	72,82	27,77
Noeud 2	37,1	3,44	70,85	33,75
Noeud 3	35,13	2,25	70,65	35,52
Noeud 4	35,03	2,75	68,29	33,26
Noeud 5	37,66	2,12	68,98	31,32
Noeud 6	42,63	2,94	69,99	27,36
Noeud 7	44,17	3	70,16	25,99
Noeud 8	35,12	3,58	69,48	34,36
Noeud 9	35,25	3,23	69,91	34,66
Noeud 10	36,55	21,7	70,81	34,26
Noeud 11	37,02	2,35	71,51	34,49
Noeud 12	26,56	5,92	65,83	39,27
Noeud 13	25,95	2,97	66,7	40,75
Noeud 14	28,34	1,68	67,18	38,84
Noeud 15	29,42	3,68	67,54	38,12
Noeud 16	28,95	2,38	67,85	38,9
Noeud 17	30,91	3,02	69,01	38,1
Noeud 18	29,41	2,78	67,32	37,91
Noeud 19	29,46	3,43	66,74	37,28
Noeud 20	25,22	3,29	65,24	40,02
Noeud 21	26,17	3,74	67,67	41,5
Noeud 22	30,47	2,74	69,36	38,89
Noeud 23	30,92	0,7	69,17	38,25
Noeud 24	31,34	1,1	68,68	37,34
Noeud 25	32,8	3,37	67,46	34,66
Noeud 26	31,72	3,97	67,15	35,43
Noeud 27	35,25	3,36	65,62	30,37
Noeud 28	36,52	1,35	64,62	28,1
Noeud 29	35,89	5,56	63,59	27,7
Noeud 30	33,33	0,95	62,78	29,45
Noeud 31	35,17	1,07	62,19	27,02
Noeud 32	38,88	2,1	61,28	22,4
Noeud 33	39,8	2,04	60,89	21,09
Noeud 34	39,53	2,48	61,13	21,6

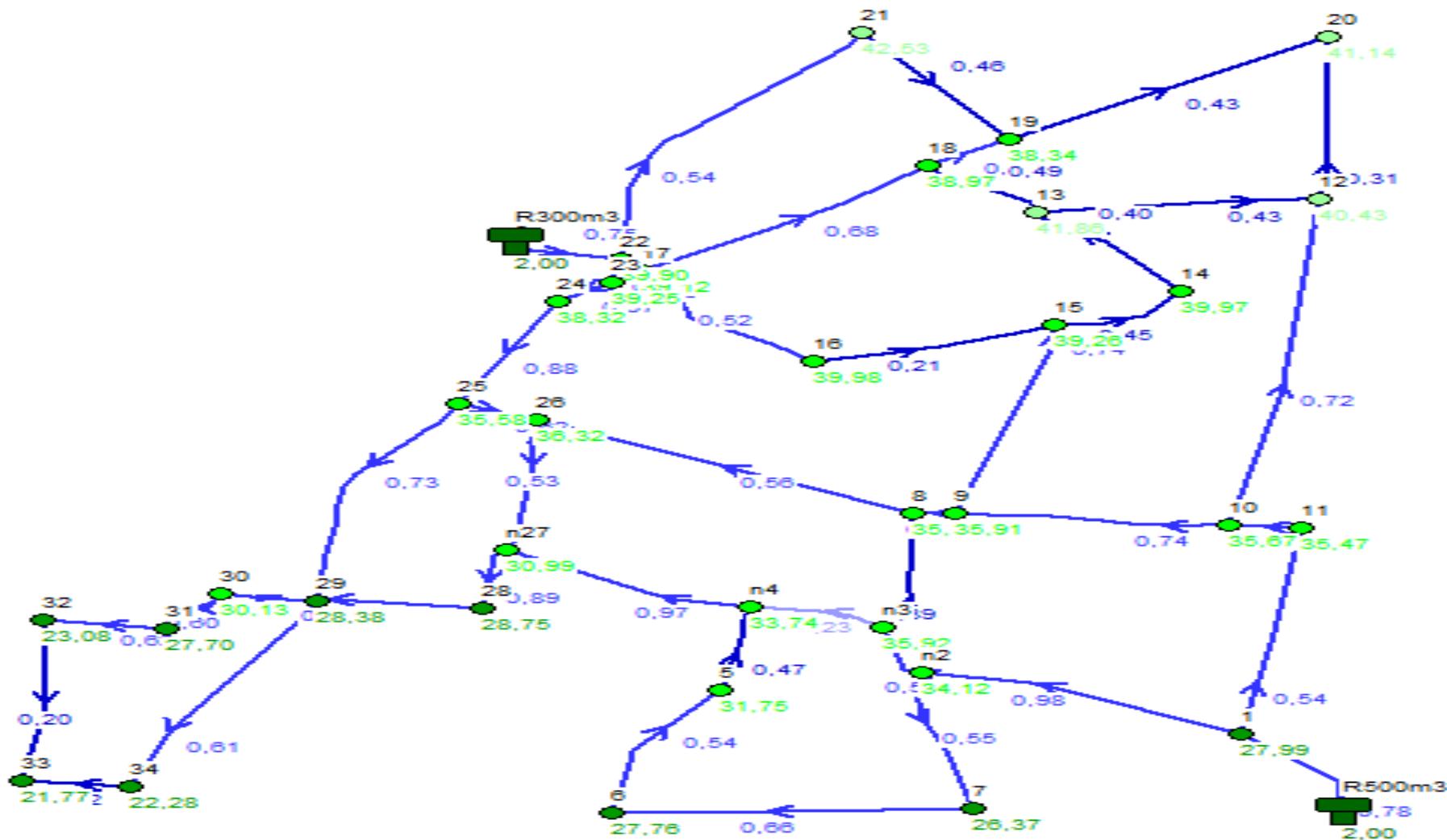


Figure IV-3/Vitesses et pressions pour le cas de pointe

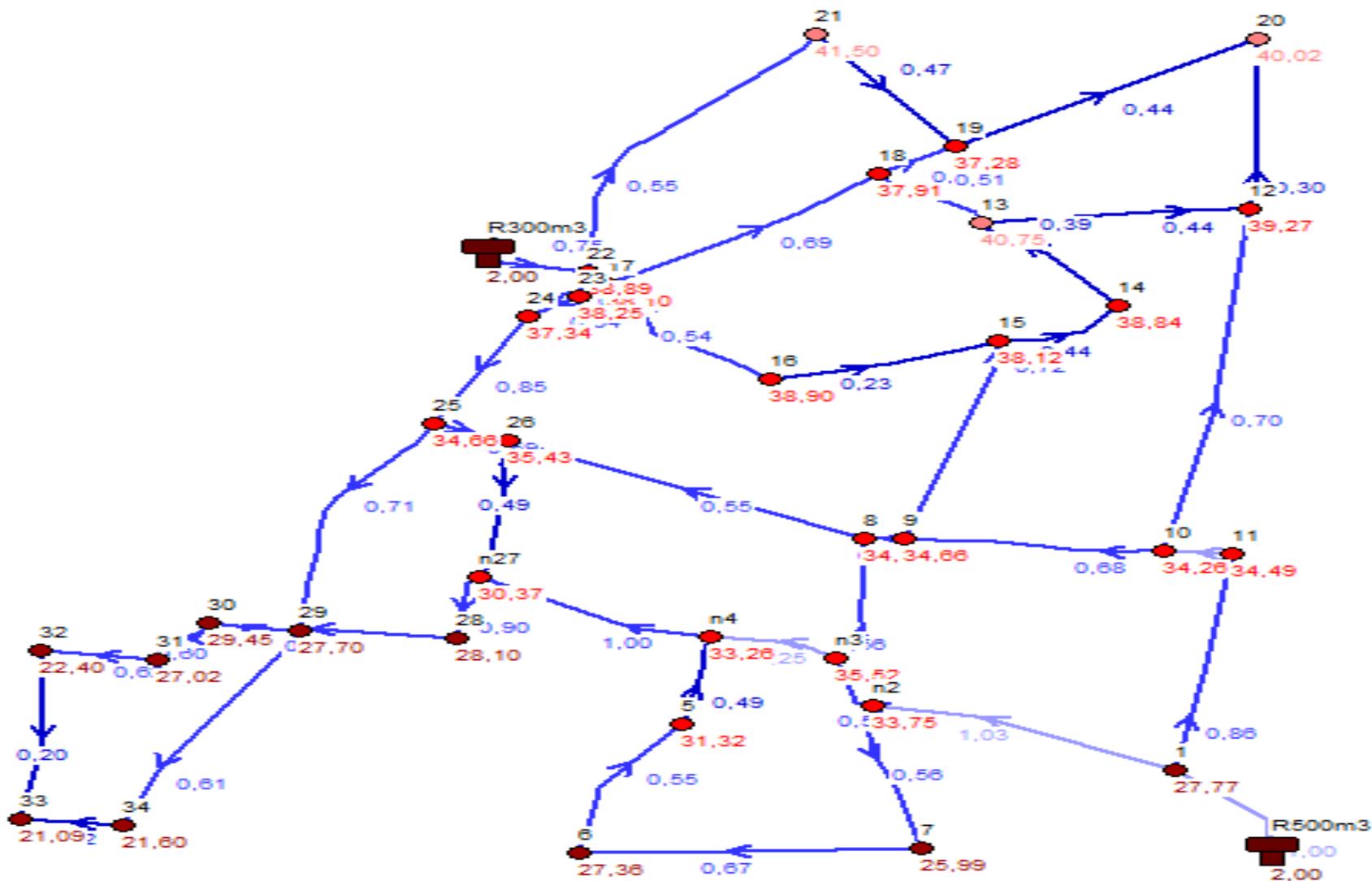


Figure IV-4/Vitesses et pressions dans le cas de pointe + incendie



IV-9/Interprétation des résultats obtenus :

La simulation du réseau à travers le logiciel EPANET, nous a permis de dégager les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau ; en assurant une pression minimale de 10 m.c.e au niveau de tous les nœuds, sans dépasser les limites de la pression sur les conduites à l'heure de pointe; et ceci dans les deux cas (pointe et pointe + incendie). Pour cela des fermetures partielles des vannes ne seront pas nécessaires et aussi les réducteurs de pression automatiques sont inutiles.

Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui sont inférieures à 0.5m/s dans quelques tronçons, ceci peut conduire à des dépôts de nature minérale sur la conduite. Alors nous recommandons des curages périodiques et systématiques des conduites par l'ouverture des vannes de vidange.

IV-10/ Equipement du réseau de distribution :

Le fonctionnement et l'exploitation d'un réseau de distribution nécessitent en service normale comme en cas d'incendie, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires qui ont pour rôle :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et assurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

Ces organes accessoires concernent essentiellement :

IV-10-1/ Les robinets vannes :

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

Ils permettent ainsi de régler les débits.

IV-10-2/ Bouches ou poteaux d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites « d'un diamètre minimale de 100 mm » capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques d'incendies.



IV-10-3/Robinets de vidange : Ce sont des robinets placés aux endroits des 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.

IV-10-4/Clapets : ils ont un rôle d'empêchés l'écoulement dans le sens contraire que celui prévu.

IV-10-5/Les ventouses : les ventouses sont des organes qui sont placés aux points hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de dégager et pénétrer l'air dans les conduites ainsi que la limitation de la dépression.

IV-10-6/les pièces spéciales de raccord :

Il existe toute une gamme de raccords en PE, les raccordements se font par électro-soudage ou par soudage bout à bout, on trouve

- **Les Tés et les croix :** Permettent le raccordement des canalisations secondaires à la canalisation principale.
- **Les coudes :** Ce sont des pièces utilisées dans le cas de changement de la direction
- **Les cônes :** Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents, ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autre accessoires.

IV-10-7/Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

IV-11/Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution alimenté par deux réservoirs existants, nous avons pu vérifier le fonctionnement de réseau pendant les heures critiques (cas de pointe et en cas de la présence d'incendie) à l'aide du logiciel EPANET. Nous avons constatés que les pressions sont acceptables dans les deux cas et elle variée entre 21.09m et 41.5m dans le cas de pointe plus incendie et des vitesses acceptables à l'exception de quelques tronçons où la vitesse est faible. Afin de remédier à ce problème nous avons proposé des curages périodiques en utilisant les vannes de vidanges.



Chapitre-V-

Etude d'adduction et pompage



V-1/Introduction :

On définit par adduction des eaux le transport des eaux des zones de captage ou des stations de traitement aux zones d'utilisation (réservoir, bache,...).

De part leurs fonctionnements les adductions peuvent être classées selon leurs charges soit :

- En adduction gravitaire où la cote de plan d'eau est supérieure à celle de réservoir
- En adduction par refoulement où l'écoulement est en charge par refoulement qui est notre cas.

V -2/Choix de tracé :

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- ✓ Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;
- ✓ Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu aux points hauts à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer ;
- ✓ Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- ✓ Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;
- ✓ Choisir un terrain stable le long du tracé ;

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

V-3/choix des types de conduites :

Pour choisir le matériau concernant les conduites on doit tenir compte de plusieurs paramètres technique et économique tel que :

- Le diamètre
- La pression supportée
- Adaptation aux terrains de pose
- Bonne étanchéité
- La disponibilité sur le marché local de préférence
- Le prix unitaire

Les matériaux les plus utilisés sont :



- Métalliques : fonte ductile, acier
- Matériaux thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène haute densité (PEHD)

V-3-1/Les conduites métalliques :

a-conduites en fonte ductile

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2,2 et 4%.

Elle présente les avantages suivants :

- Bonnes caractéristiques mécaniques: résistance élevée et flexibilité.
- Longévité importante (50ans).
- Présente une bonne résistance au mouvement du terrain
- Leur résistance aux pressions peut atteindre 50 bars pour des tuyaux ne dépassent pas 600mm de diamètre et 40 bars pour des tuyaux de diamètre supérieur.

Les inconvénients de ce matériau sont:

- En joint express.
- Le non disponibilité sur le marché national
- Lourds et très chères
- La nécessité des pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboitement et à bride.
- La fragilité et la sensibilité à la surcharge et aux mouvements de sous sol qui provoque le déboitement des conduites.
- Sensible à la corrosion

b-conduites en acier :

Les avantages des conduites en acier se présentent comme suit :

- ✓ Une longueur des tuyaux qui variée entre 6 et 16 m suivant les diamètres.
- ✓ Souplesse de la manutention de ce matériau.
- ✓ Ils peuvent supporter des pressions élevées.
- ✓ Bonne étanchéité.
- ✓ Disponible sur marché.
- ✓ Plus léger que la fonte ductile.
- ✓ Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.



Les inconvénients de ce matériau sont:

- ✓ Une sensibilité à la corrosion des sols agressifs ce qui nécessite une protection cathodique avec une maintenance rigoureuse
- ✓ La pose et le soudage de ce matériau : exigent une main d'œuvre spécialisée ainsi qu'une forte consommation d'énergie
- ✓ L'élasticité de ce matériau peut entraîner une ovalisation de la conduite pendant le transport

V-3-2/les conduites en plastique (thermoplastiques):

Les conduites en matière thermoplastique sont principalement réalisées

a- Les conduites en PVC (chlorure de polyvinyle) :

Ces conduites présentent les avantages suivants :

- 5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte).
- Faible rugosité.
- Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage).
- La pose facile des conduites.
- La finition des surfaces internes des tubes (lisse) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux.

Les inconvénients des conduites en PVC :

- Risque de rupture.
- Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.
- Une pression nominale inférieure à 20 bars.

b- Les conduites en PEHD (polyéthylène haute densité)

Ils présentent les avantages suivants :

- Faible rugosité qui se maintient au long des années.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- Montage facile des vannes, des ventouses et des pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites.
- plus souple et moins cher.



- Il résiste à la corrosion et l'entartrage.

Les inconvénients des conduites en PEHD :

- Pression de service limitée

Vu les avantages que le PEHD présente, nous avons opté pour ce matériau

V-4/Calcul hydraulique :

V-4-1/Diamètre économique :

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules :

1/ Formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1.5 \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V-1)$$

2/ Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V-2)$$

3/ Formule de MUNIER :

$$D_{éc} = (1+0.02n) \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q : débit transitant dans la conduite en m³/s.

4/ Formule de VIBERT : (conduites en fonte)

$$D_{ec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage continu}) \dots\dots\dots (V-4)$$

$$D_{ec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage de } 10^h/24^h) \dots\dots\dots (V-5)$$

Avec :

e= prix du kWh d'énergie ;

f= prix de 1kg de fonte en DA.

5/ autre formule :

$$Déco = E \left(\frac{1}{\alpha+m} \right) * Q \left(\frac{\beta+1}{\alpha+m} \right) \dots\dots\dots (V-6)$$



Tel que :

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s)

β, α et m des paramètres qui dépend de type de matériaux, ils sont donnés dans le tableau (V-1)

Tableau V-1/La valeur de α, m et β en fonction du matériau

Tuyau	α	β	m
Acier	1.4	1.9-2	1.9-2
Fonte	1.6	1.9-2	1.9-2
A .ciment	1.95	1.85	4.89
Plastique	1.95	1.77	4.774

Sachant que notre matériau est le PEHD donc on prend les valeurs suivantes :

α=1.95 m=4.774 β =1.77

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris certains exposants hydrauliques.

$E=10M.\sigma .\gamma \dots\dots\dots (V-7)$

M : facteur tenant compte des matériaux de la canalisation

Les valeurs de M sont données dans le tableau (V-2) en fonction de type de matériaux

Tableau V -2/la valeur de M en fonction du matériau

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

σ =4.67 Prix de KWh (source de l'information : SONALGAZ)

γ : Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage

Le coefficient γ est donné par la relation suivante :

$\gamma = \frac{1}{(K_0 * K_j * K_h)^3} \dots\dots\dots (V-8)$

K₀ : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau : K₀=1.03 à 1.04

K_j : coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3



Kh : coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation

Donc : $\gamma = \frac{1}{(1.03 * 1.3 * 1.42)^3} = 0.145$ $\gamma = 0.145$

et M=0.13 qui donne E=0.13*4.67*0.145=0.88

Donc $D_{\text{éco}} = E^{0.15} * Q^{0.41}$
 $D_{\text{éco}} = 0.981 * Q^{0.41}$ (V-9)

V-4-2/Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge totales sont données par la formule de Darcy-Weisbakh suivante :

$\Delta H_t = \frac{K' * L_{\text{éq}} * Q^{\beta}}{D^m}$ (V -10)

ΔH_t : perte de charge totale en (m)

K' : coefficient des pertes de charge

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : Exposant tenant compte du type du matériau

$L_{\text{éq}}$: la longueur équivalente de la conduite en (m) estimée à 1.15% de linéaire de la conduite

Les valeurs des constantes sont données dans le tableau (V-3)

Tableau V-3 : valeurs de k', m, et β en fonction de type du matériau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Comme notre matériau est de PEHD on prend les valeurs qui correspondent au plastique

V-4-3/Calcul de la hauteur manométrique totale :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement, elle est donnée par la formule :

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

Hg: la hauteur géométrique ;



ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration ;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

V-4-4/Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie pour l'entraînement mécanique de la pompe, elle est définie comme suit:

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

P : puissance absorbée en (Kw)

η : Rendement de la pompe (0,7 ÷ 0,8) on prend $\eta=0,75$

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

g: pesanteur (9.81 m/s²).

V-4-5/Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots (V.13)$$

Où : t: est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h

P: puissance de la pompe en (kW)

V-4-6/Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots (IV.14)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh)

e: prix unitaire d'un Kw h imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

V-4-7/Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_c * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots (V.15)$$

P_c: prix de la conduite en (DA)

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

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

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %



n: nombre d'années d'amortissement, n = 27ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{27} - 1} + 0,08 = 0,08883 = 8,883 \%$$

V-5/calcul de diamètre économique :

V-5-1/Adduction à partir des forages :

Notre ville d'étude dispose de trois forages F5, F6 et F7 qui refoulent vers le réservoir de 300m³. Pour déterminer le diamètre économique, on utilise la formule (V-6). Le schéma d'adduction est représenté sur la figure (V-1)

Les calculs sont récapitulés dans le tableau (V-4) qui suit :

Tableau V-4/ calcul des diamètres économique et les vitesses correspondantes

Tronçon	Débit l/s	Dcal (mm)	Dnor (mm)	V m/s	Obs
F5-A	5	112	125	0.407	N'est pas vérifiée
F6-A	7	128	160	0.348	N'est pas vérifiée
A-B	12	160	160	0.597	Vérifiée
F7-B	20	197	200	0.637	Vérifiée
B-R300m ³	32	239	250	0.652	Vérifiée

Sur le tableau (V-3) on remarque que les tronçons F5-A et F6-A ne vérifié pas la vitesse (<0.5m/s) donc on doit diminuer le diamètre pour augmenter la vitesse

Les calculs sont résumés dans le tableau (V-5)

Tableau V-5/ nouveaux diamètres et vitesses correspondantes

Tronçon	Débit l/s	Dcal (mm)	Dnor (mm)	V m/s	Obs
F5-A	5	112	110	0.526	Vérifiée
F6-A	7	128	125	0.571	Vérifiée
A-B	12	160	160	0.597	Vérifiée
F7-B	20	197	200	0.637	Vérifiée
B-R300m ³	32	239	250	0.652	Vérifiée

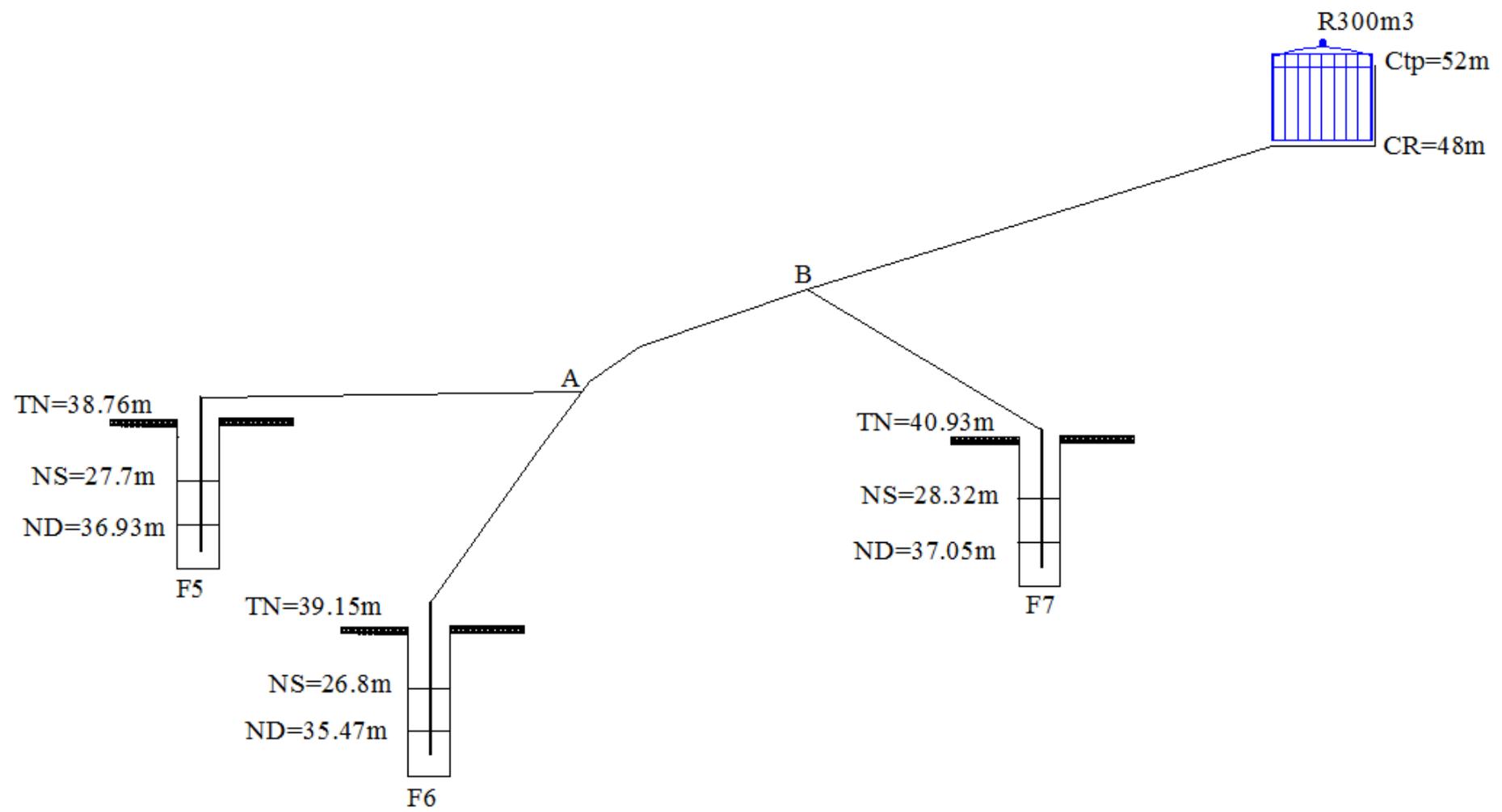


Figure V-1/Schéma de l'adduction vers le R300m³



V-5-1-1/Calcul des pertes de charge :

En utilisant la formule (V-10), on calcule les pertes de charge totales pour chaque tronçon

Les valeurs sont mentionnées dans le tableau V-6:

Tableau V-6/calcul des pertes de charge

Tronçon	Longueur (m)	Longueur équivalente (m)	Débit (m ³ /s)	Déco (m)	Perte de charge (m)
F5-A	30	34.5	0.005	0.11	0.12
F6-A	138	158.7	0.007	0.125	0.52
A-B	132	151.8	0.012	0.16	0.4
F7-B	115	132.25	0.02	0.2	0.3
B-CHAT	1264	1453.6	0.032	0.25	2.6

V-5-1-2/Calcul des cotes piézométriques aux point A et B:

a- Cote piézométrique de point B :

La cote du trop plein de réservoir de 300m³ est de 52m

Et on a:

$$C_{pB} - C_{tp_{rés}} = \Delta H_{B-rés}$$

$$C_{pB} = C_{tp_{rés}} + \Delta H_{B-rés} = 52 + 2.6$$

$C_{pB} = 54.6m$

b- Cote piézométrique au point A :

$$C_{pA} - C_{pB} = \Delta H_{A-B}$$

$$C_{pA} = C_{pB} + \Delta H_{A-B} = 54.6 + 0.4$$

$C_{pA} = 55m.$

V-5-1-3/Calcul de la HMT des forages:

a- Détermination de la HMT de forage F5-R300m³:

En appliquant la formule (V-11) ci- dessus, on détermine la HMT de F5

Nous savons que la cote de trop plein de réservoir est $C_{tp} = 52m$

Sachant que $C_{p_{forage}} = C_{tp_{rés}} + \Delta H_{rés-forage} \dots \dots \dots (V-17)$

Avec

$C_{p_{forage}}$: cote piézométrique de forage F5

$C_{tp_{rés}}$: cote de trop plein de réservoir

$\Delta H_{rés-forage}$: pertes de charge entre le réservoir et le forage



AN :

$$C_{p\text{forage}} = 52 + 3.12 = 55.12$$

$$C_{p\text{forage}} = 55.12 \text{ m}$$

La hauteur manométrique totale de la pompe immergée de F5 est donnée par la formule suivante : $HMT = C_{p\text{forage}} - C_{ND}$ (V-18)

Tel que :

HMT: hauteur manométrique totale

C_{ND} : cote de niveau dynamique

C_{ND} = Cote au sol du forage (F5) – Niveau dynamique du forage (F5)

Donc : $C_{ND} = 38.76 - 36.93 = 1.83\text{m}$

$$C_{ND} = 1.83\text{m}$$

$$HMT = 55.12 - 1.83 = 53.29\text{m}$$

$$HMT_{F5} = 53.29\text{m}$$

De la même façon, on détermine la HMT des forages F6 et F7. Les résultants sont mentionnés dans le tableau (V-7) :

Tableau V-7/ calcul des hauteurs manométriques des forages

Forage	Débit (m ³ /s)	$\Delta H_{R\text{-forage}}$ (m)	$C_{p\text{forage}}$ (m)	C_{ND} (m)	HMT (m)
F5	0.005	3.12	55.12	1.83	53.29
F6	0.007	3.52	55.52	3.68	51.84
F7	0.020	2.9	54.9	3.88	51.02

V-5-2/Adduction à partir de piquage à la SP:

Sachant que la pression au niveau de piquage est de 1.6bars et la cote piézométrique est de 52.65m, on détermine le diamètre avantageux de cette conduite suivant les étapes suivantes :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le point de piquage et la station de pompage
- On donne une côte piézométrique à la station de pompage
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule suivante :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots \dots \dots (V-19)$$



➤ On choisit la côte qui nous donne un diamètre normalisé.

On a $L_{\text{piquage-sp}}=708.92\text{m}$ Donc : $L_{\text{eq}}=815.26\text{m}$ Et $Q=36 \text{ l/s} =0.036\text{m}^3/\text{s}$

$\Delta H_t=C_{\text{P piquage}}-C_{\text{PSp}}=52.65 - 52$ donc $\Delta H_t=0,65\text{m}$

Pour le PEHD on a : $K'=0,001052$, $m=4.774$ et $\beta=1.77$.

A.N :

$$D_{av} = \sqrt[4.774]{\frac{0,001052 * 815.26 * 0,036^{1.77}}{0.65}} = 0.309\text{m}$$

Donc notre diamètre sera normalisé à 315mm

-vérification de la vitesse d'écoulement :

La vitesse est donnée avec la formule suivante :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \dots\dots\dots(V - 20)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

A.N

$$V = \frac{4 * 0.036}{3.14 * 0.315^2} = 0.46\text{m/s}$$

Remarque :

Avec ce diamètre calculé la vitesse est faible, pour cela on doit choisir un diamètre directement inférieur qui est égale à 250mm, qui nous donne une vitesse de 0.73m/s

-Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP figurent dans le tableau V.8

Tableau V-8/Frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP :

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Amortissement annuel	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
250	2047.50	708.92	1451513.7	0.08883	128937.96



Conclusion :

La bache de la station de pompage doit être implantée à une cote de terrain de 48 mNGA pour avoir une cote piézométrique de 52m.

V-5-3/Refoulement : SP-réservoir de tête R500m³ :

On a le débit maximum journalier qui sort du réservoir 500m³ est égale à 3513.98 m³/j

Et L=48.33m donc Léq=55.46m Hg=76.4-48=28.4m

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé par la formule V-21

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \dots\dots\dots(V - 21)$$

Avec:

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

Q_{max,j} : Débit maximum journalier donné par le R500m³ (m³/j)

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

A.N : $Q_{exp} = \frac{3513.98}{20 * 3600} = 0.0488m^3 / s = 48.8l / S$

Le diamètre économique est donné par la formule

$$D = 1.5\sqrt{0,0488} = 0,331m \text{ Donc } D= 331mm$$

Les différents calculs, pour la détermination du diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux V.9, V.10, V.11, V.12 :

Tableau V-9: calcul de la HMT du tronçon SP – Réservoir R500m³

Diamètre en (mm)	V (m/s)	L (m)	ΔHt (m)	Hg(m)	HMT (m)
125	3.98	55.46	5.7	28.4	34.1
160	2.43	55.46	1.75	28.4	30.15
200	1.55	55.46	0.60	28.4	29
250	0.99	55.46	0.21	28.4	28.61
315	0.63	55.46	0.07	28.4	28.47
400	0.39	55.46	0.02	28.4	28.42



Tableau V-10/Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP - Réservoir R500m³

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploit (DA)
125	34.1	21.77	158921	742161.07
160	30.15	19.24	140452	655910.84
200	29	18.51	135123	631024.41
250	28.61	18.26	133298	622501.66
315	28.47	18.17	132641	619433.47

Tableau V-11/Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP – Réservoir R500m³

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Famort (DA)
125	519.48	48.33	25106.47	2230.2077
160	849.42	48.33	41052.47	3646.6909
200	1333.80	48.33	64462.55	5726.2083
250	2147.78	48.33	103802.21	9220.75
315	3313.78	48.33	160154.98	14226.57

Tableau V-12/Bilan du tronçon SP – Réservoir R500m³

Diamètre en (mm)	F exploi (DA)	F investissement (DA)	Bilan(DA)
125	742161.07	2230.2077	744391.28
160	655910.84	3646.6909	659557.53
200	631024.41	5726.2083	636750.62
250	622501.66	9220.75	631722.41
315	619433.47	14226.57	633660.04

Les résultats de tableau V-12 sont représentés dans la figure V-2 :

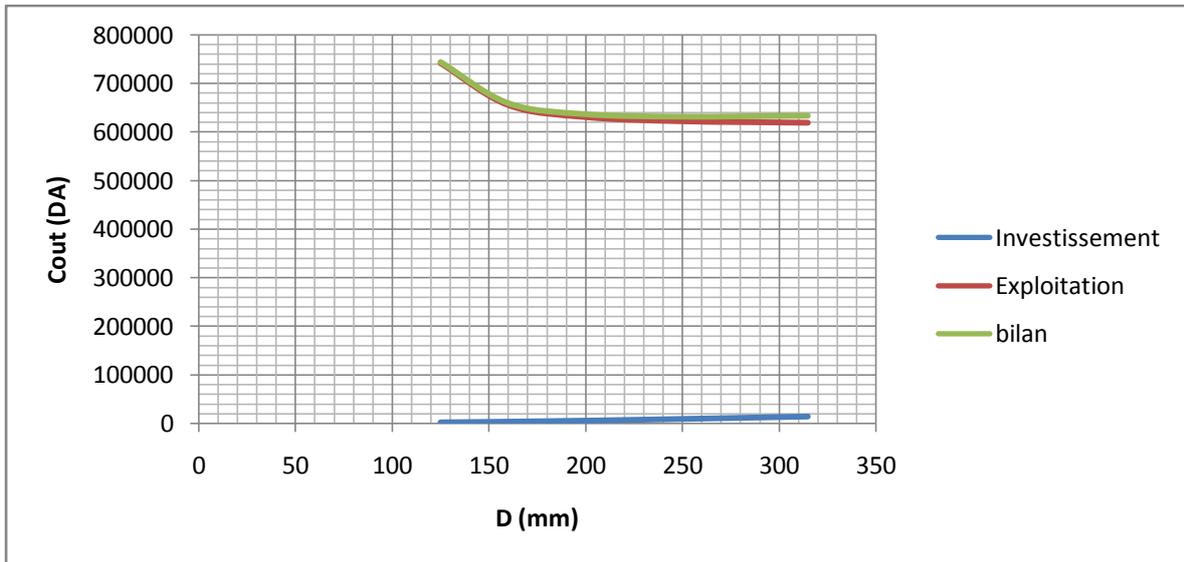


Figure V-2/Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP-R500m³

Selon le bilan le diamètre économique de la conduite de refoulement est Déco=250mm avec une vitesse de 0.99m/s.

V-6/le pompage :

V6-1/choix de la pompe :

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

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

A l'aide de logiciel CAPRARI et en utilisant les pompes immergées, on détermine le type de pompes, les résultats sont donnés dans le tableau (V-13) :



V-6-2/détermination des pompes à installer pour chaque forage :

Tableau V-13/ Type de pompes et leurs caractéristiques

Forage	HMT (m)	Débit (m ³ /s)	Type de pompe	η (%)	Puissance (KW)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	NPSHr
F5	53.29	0.005	P6G/3/20/7D	66.4	4.7	2900	7	2.97
F6	51.84	0.007	P6G/3/20/7D	66.4	4.7	2900	7	2.97
F7	51.02	0.020	P7C/4/20/5D	75.4	15.8	2900	5	3.34

V-6-3/Courbes caractéristiques des pompes des forages :

Les courbes caractéristiques (H, Q), (Pabs, Q), (η, Q) et (NPSHr, Q) des pompes sont données par le logiciel CAPRARI dans les figures (V-3) et (V-4):

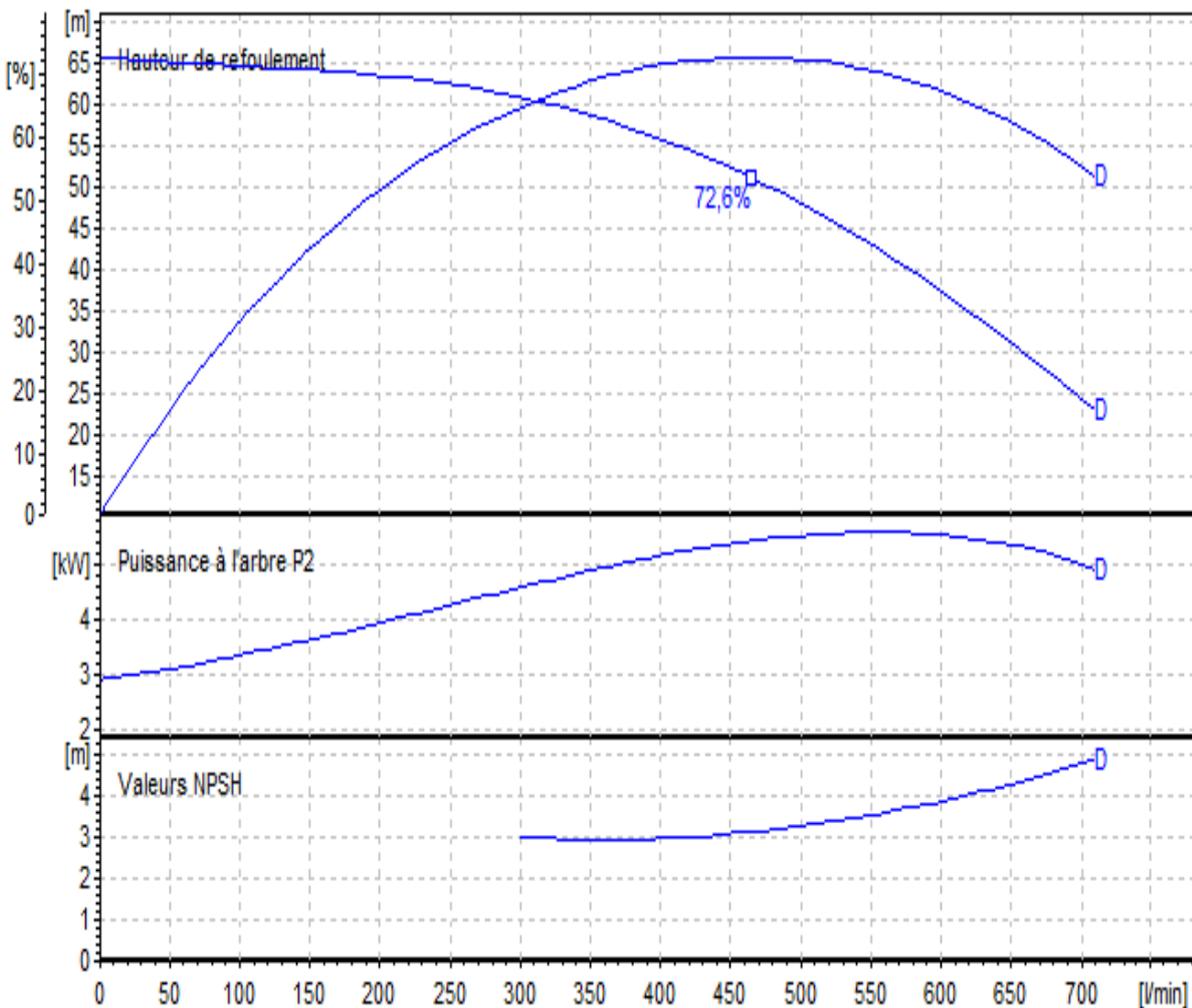


Figure V-3/courbe caractéristique de la pompe de F5 et F6 type CAPRARI

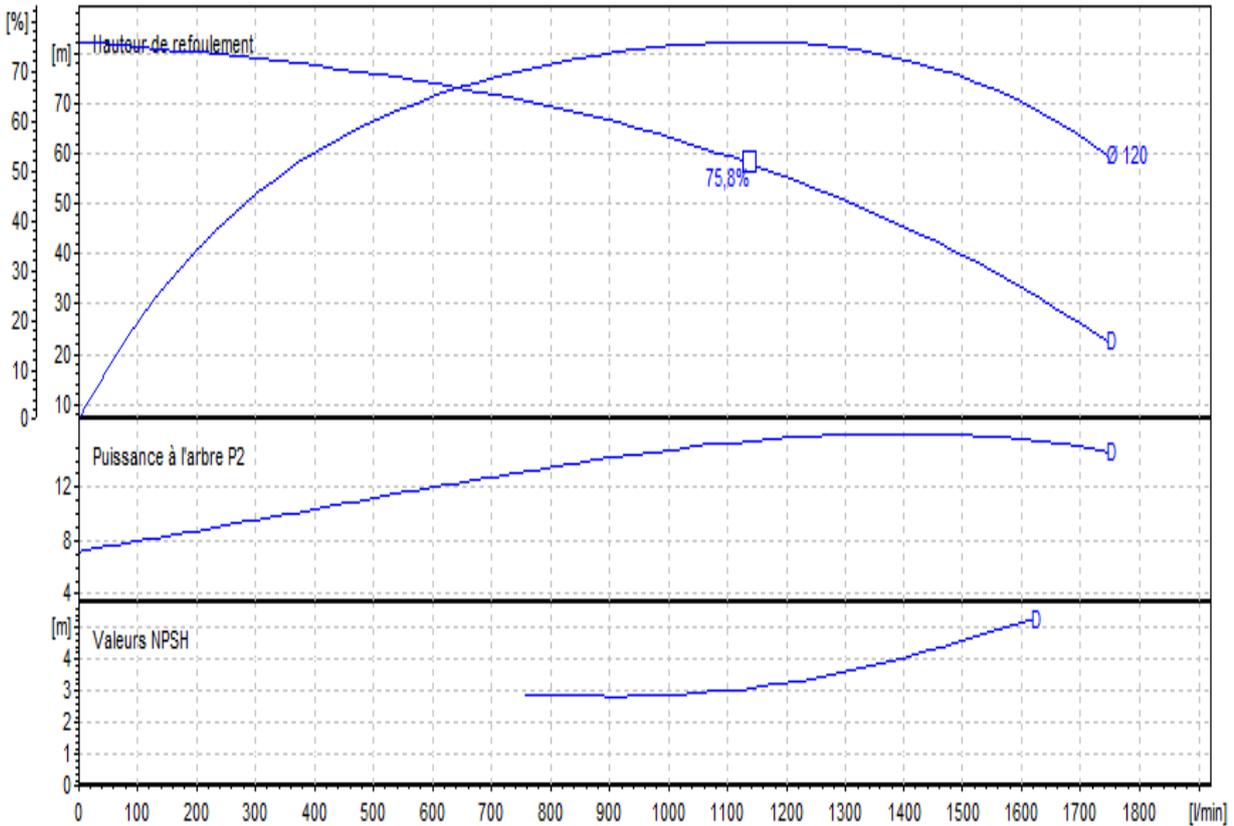


Figure V-4/courbe caractéristique de la pompe de F7 de type CAPRARI

V-6-4/détermination de point de fonctionnement des trois pompes :

Dans notre cas on a trois pompes fonctionnant en parallèle, pour la détermination de point de fonctionnement on procède comme suit :

1. Pour chacune des pompes des forages, on trace la courbe donnant la hauteur en fonction du débit ($H=f(Q)$)
2. On trace les courbes donnant les pertes de charge en fonction du débit pour chacune des conduites ($J_{F5-A}, J_{F6-A}, J_{A-B}, J_{F7-B}, J_{B-R}$)
3. Pour le tronçon F5-A, les courbes $(H-Q)_{F5}^{F5}$ et $(H-Q)_{F6}^{F6}$ deviennent à l'extrémité A $(H-Q)_A^{F5}$ et $(H-Q)_A^{F6}$, après les avoir diminuées avec les ordonnées de J_{F5-A}, J_{F6-A} respectivement
4. Au nœud A, les deux conduites F5-A et F6-A débitent en parallèle les débits s'ajoutant pour une même hauteur, par addition des abscisses des courbes $(H-Q)_A^{F5}$ et $(H-Q)_A^{F6}$ on obtient la courbe $(H-Q)_A^{F5+F6}$
5. Au nœud B, on obtient la courbe caractéristique $(H-Q)_B^{F5+F6}$ en soustrayant de la courbe $(H-Q)_A^{F5+F6}$ les ordonnées de J_{A-B}



6. La courbe caractéristique $(H-Q)_B^{F7}$ s'obtient en soustrayant les ordonnées de J_{F7-B} à $(H-Q)_{F7}^{F7}$
7. Ajouter à $(H-Q)_A^{F5+F6}$ la courbe caractéristique $(H-Q)_B^{F7}$ par addition des abscisses, ce qui donne la courbe $(H-Q)_B^{F5+F6+F7}$
8. De la courbe $(H-Q)_B^{F5+F6+F7}$ on retranche les ordonnées de J_{B-R} pour obtenir la courbe caractéristique finale $(H-Q)_R^{F5+F6+F7}$

Pour une bonne présentation des graphes, on les a séparés en plusieurs épures qui sont représentées dans les figures 5, 6, 7 et 8.

La détermination de point de fonctionnement de chaque pompe se fait en sens inverse, suivant ces étapes :

1. Sur la figure 8, on trace une horizontale à la hauteur 50.17m qui correspond à la cote du trop plein de réservoir par rapport au plan de référence cette horizontale coupe la courbe $(H-Q)_R^{F5+F6+F7}$ au point C, qui est appelé en D sur la courbe $(H-Q)_B^{F5+F6+F7}$
2. L'horizontale passant par D coupe $(H-Q)_B^{F7}$ en E, rappelé en F sur $(H-Q)_{F7}^{F7}$ et qui correspond au point de fonctionnement de la pompe F7 (**$Q_7=20.78$ l/s, $H_7=53.9$ m**)
3. Sur la figure 7, on trace une horizontale à la mêmes hauteur que celle passant par D de la figure 8, cette horizontale coupe $(H-Q)_B^{F5+F6}$ en G rappelé en H sur $(H-Q)_A^{F5+F6}$
4. L'horizontale passant par H, coupe $(H-Q)_A^{F6}$ en I rappelé sur $(H-Q)_{F6}^{F6}$ en point J qui correspond au point de fonctionnement de la pompe F6 (**$Q_6=7.01$ l/s, $H_6=54.55$ m**)
5. On passe à la figure 6, et on trace une horizontale à la mêmes hauteur que celle passant par H, elle coupe $(H-Q)_A^{F5}$, en K que l'on rappelle en L sur $(H-Q)_{F5}^{F5}$. Ce dernier point représente le point de fonctionnement de la pompe F5 (**$Q_5=6.76$ l/s, $H_5=54.5$ m**)

Conclusion :

A partir des courbes caractéristiques des pompes, on a déterminé le point de fonctionnement de chaque pompe d'installation. Les résultats sont récapitulés dans le tableau V-14.

Tableau V-14/ caractéristique des pompes au point de fonctionnement

Pompe	Qd (l/s)	Hd (m)	Type de pompe	Qpf (l/s)	Hpf (m)	P _{abs} (Kwh)	η(%)
F5	5	53.29	P6G/3/20/7D	6.76	54.5	5.19	71.6
F6	7	51.84	P6G/3/20/7D	7.01	54.55	5.26	72
F7	20	51.02	P7C/4/20/5D	20.78	53.9	15.8	75.3

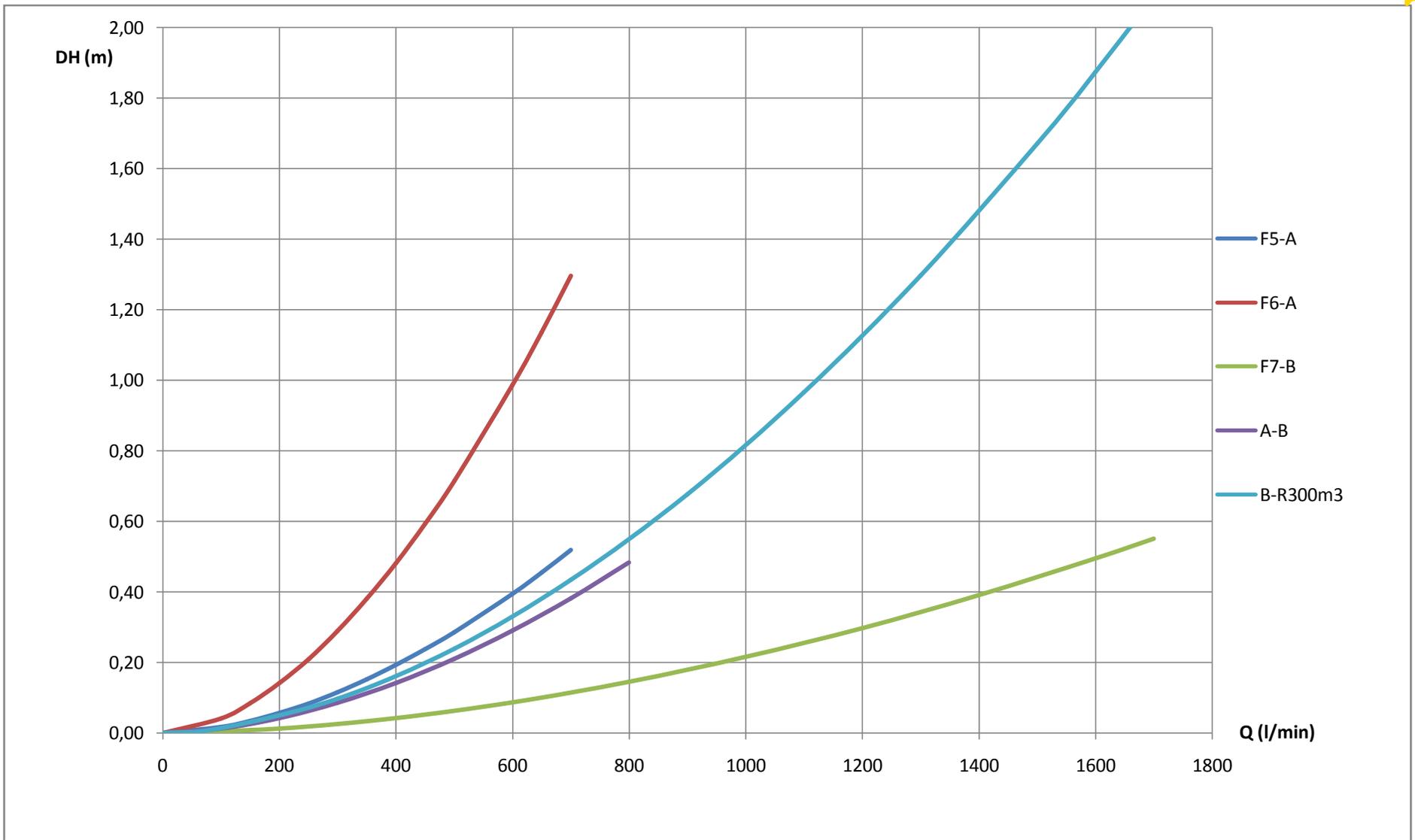


Figure 5/ courbe caractéristique des conduites d'adduction

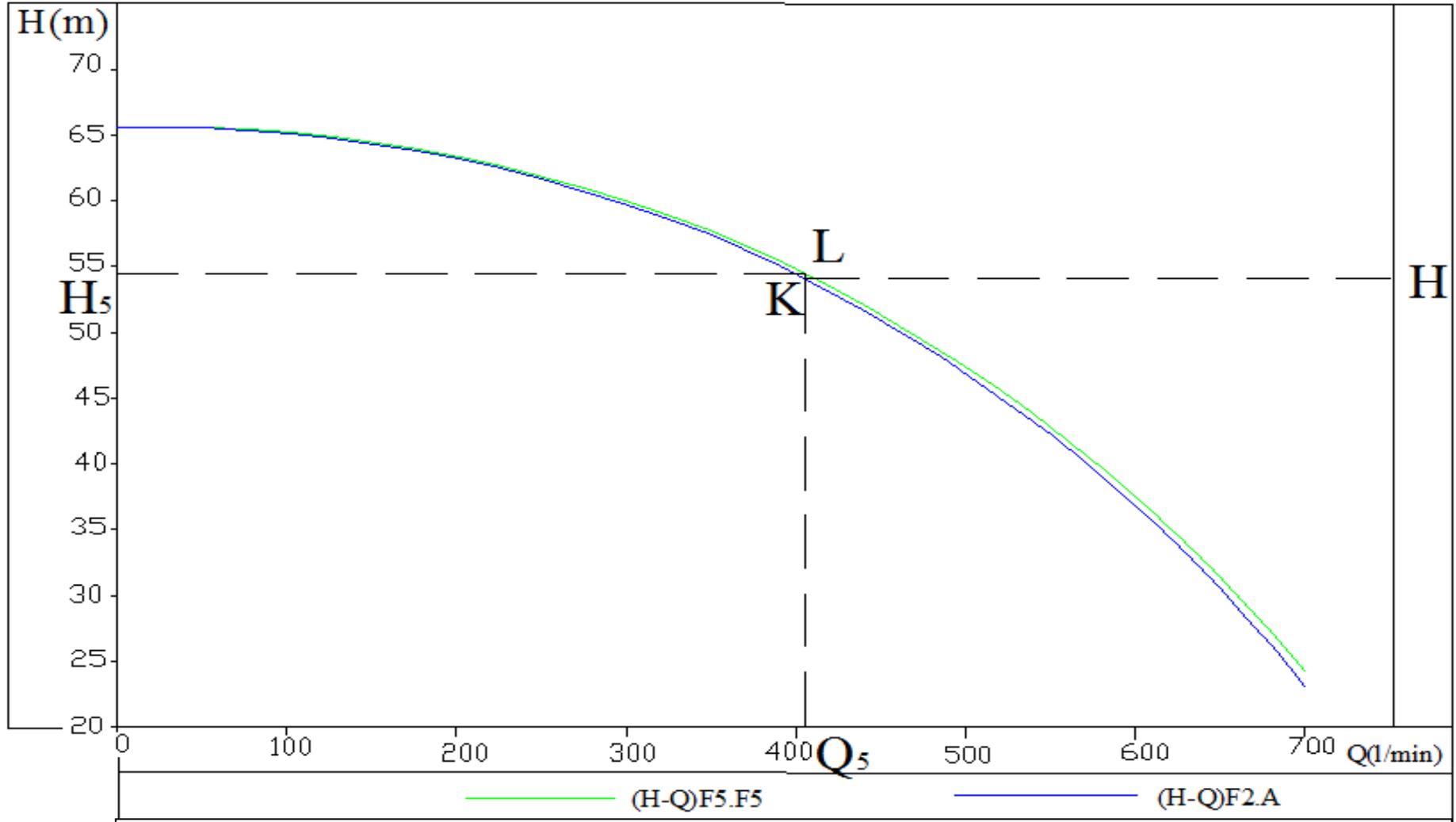
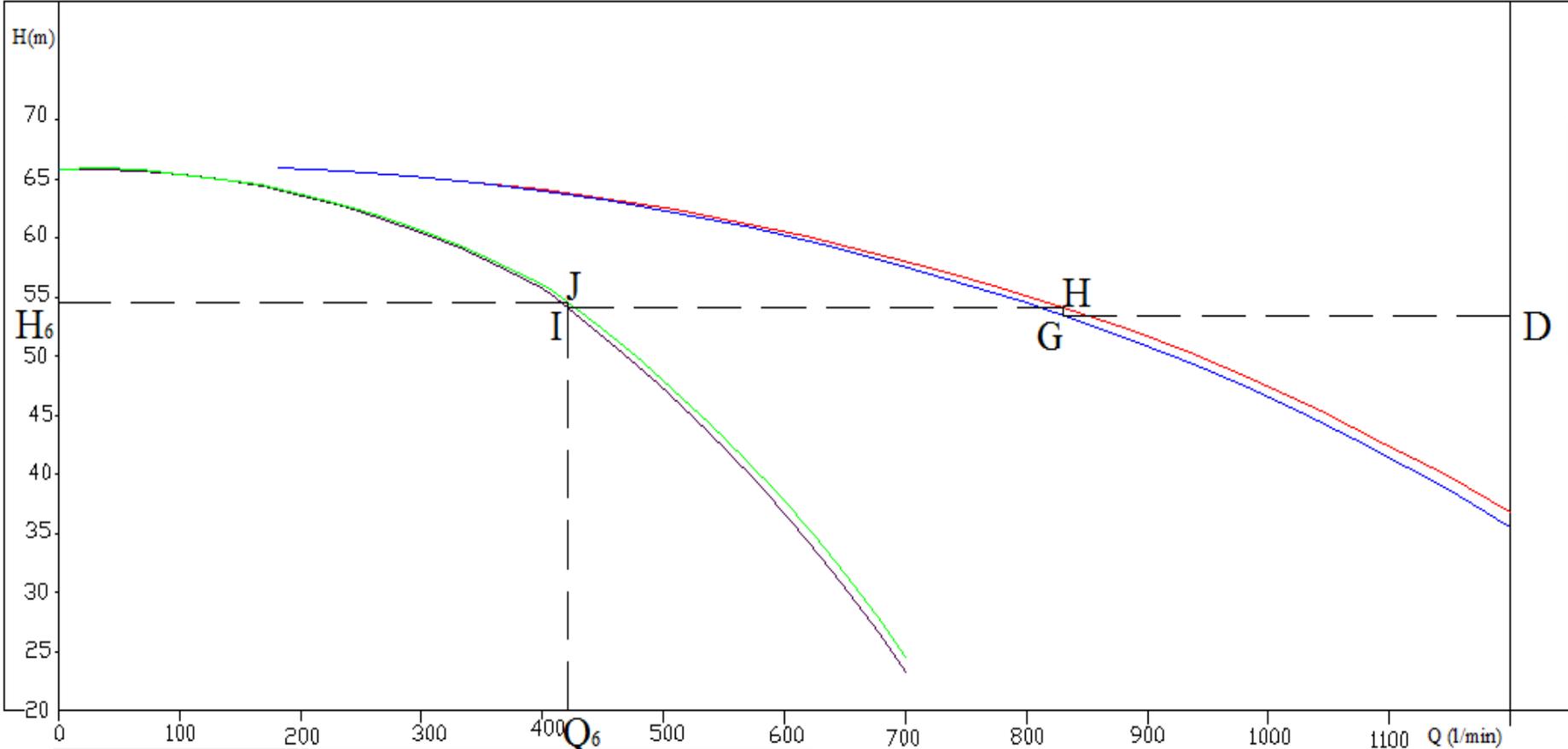
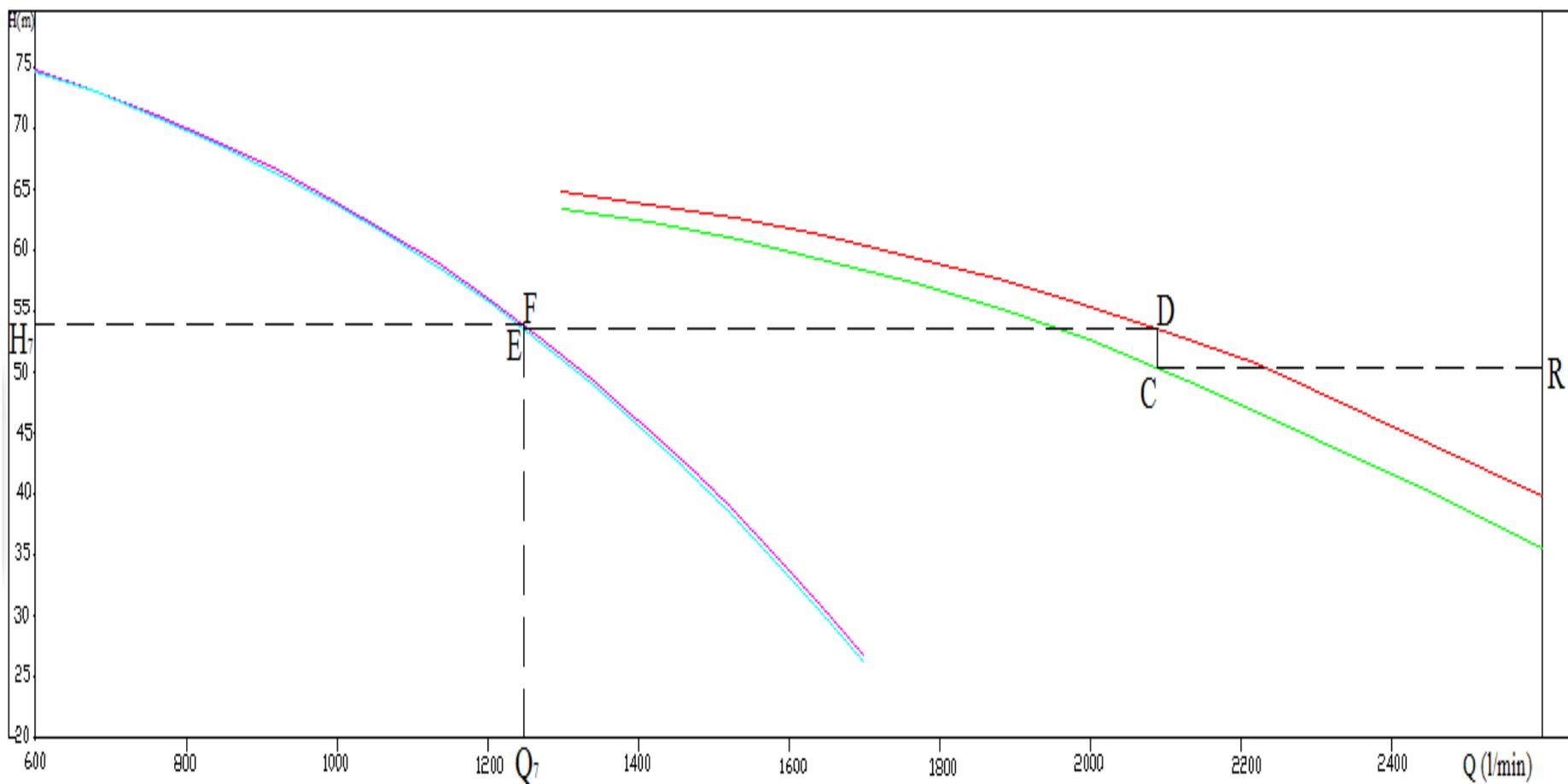


Figure V-6/Courbe caractéristique de la pompe de F5



— (H-Q)F6.A — (H-Q)F6.F6 — (H-Q)F5+F6.A — (H-Q)F5+F6.B

Figure V-7/Courbe caractéristique de la pompe de F6 et la résultante de F5+F6



$(H-Q)F7.F7$ $(H-Q)F7.B$ $(H-Q)F5+F6+F7.B$ $(H-Q)F5+F6+F7.R$

Figure V-8/Courbe caractéristique de la pompe de F7 et la résultante de F5+F6+F7



V-6-5/Détermination des pompes à installer dans la station de pompage :

V-6-5-1/Choix du nombre de pompes :

Pour choisir le type de pompe, il faut se baser sur les critères suivants :

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

On récapitule le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-15) :

Tableau V.15: les variantes pour le choix de pompe et leur caractéristique

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	175.68	28.61	PM 125/ 2 C	69	50.2	1450	2	20.7	2.76
2	87.84	28.61	PM 100/ 2 A	71.3	40.6	1450	2	9.4	2.06
3	58.56	28.61	PM 100/ 2 C	75.1	31.4	1450	2	6.05	1.9
4	43.92	28.61	PM 80/ 2 B	72.4	36.2	1450	3	4.89	1.51
5	35.14	28.61	PM 80/ 3 C	70.5	32.2	1450	3	4	1.4

Du point de vue nombre de pompes, rendement et la puissance, on opte pour la variante N°3 c'est-à-dire trois pompes en parallèles et un pompe de secoure de type **PM 100/ 2 C**

V.6-5-2/Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η_p - Q] et [(NPSH)_r - Q] sont données par le logiciel CAPRARI et représentée par la figure (V-9)

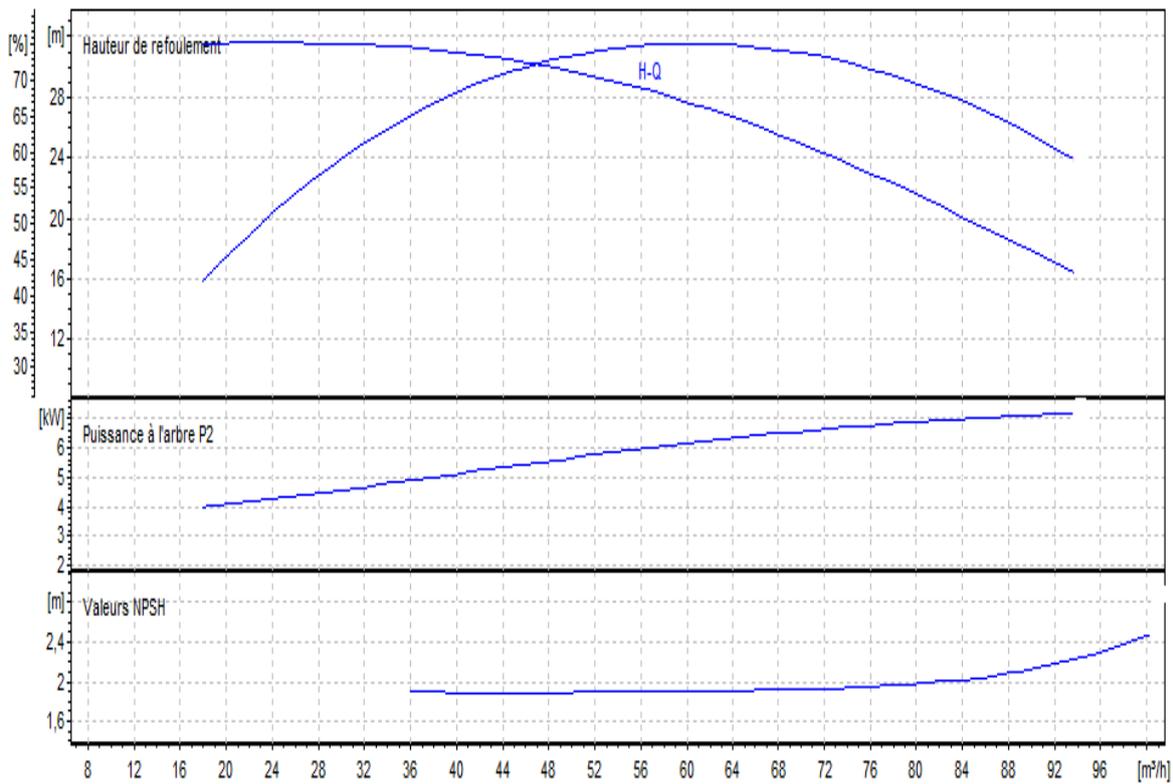


Figure V-9/courbes caractéristiques de la pompe de la SP de type CAPRARI

V-6-5-3/Le point de fonctionnement de la pompe :

C'est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ et celle de la conduite $H_c=f(Q)$

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est donnée par la formule (V-16)

Tableau V.16: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP-Réservoir R500m³

N°	Q (m3/h)	3Q (m3/h)	Hg (m)	Léq,ref (m)	Dec (mm)	ΔHt (m)	Hc (m)
1	0	0	28.4	55.46	250	0	28.4
2	10	30	28.4	55.46	250	0.01	28.41
3	20	60	28.4	55.46	250	0.03	28.43
4	30	90	28.4	55.46	250	0.06	28.46
5	40	120	28.4	55.46	250	0.11	28.51
6	50	150	28.4	55.46	250	0.16	28.56
7	60	180	28.4	55.46	250	0.22	28.62
8	70	210	28.4	55.46	250	0.29	28.69
9	80	240	28.4	55.46	250	0.36	28.76
10	90	270	28.4	55.46	250	0.45	28.85



Les courbes caractéristiques et le point de fonctionnement sont donnés par la figure (V-6)

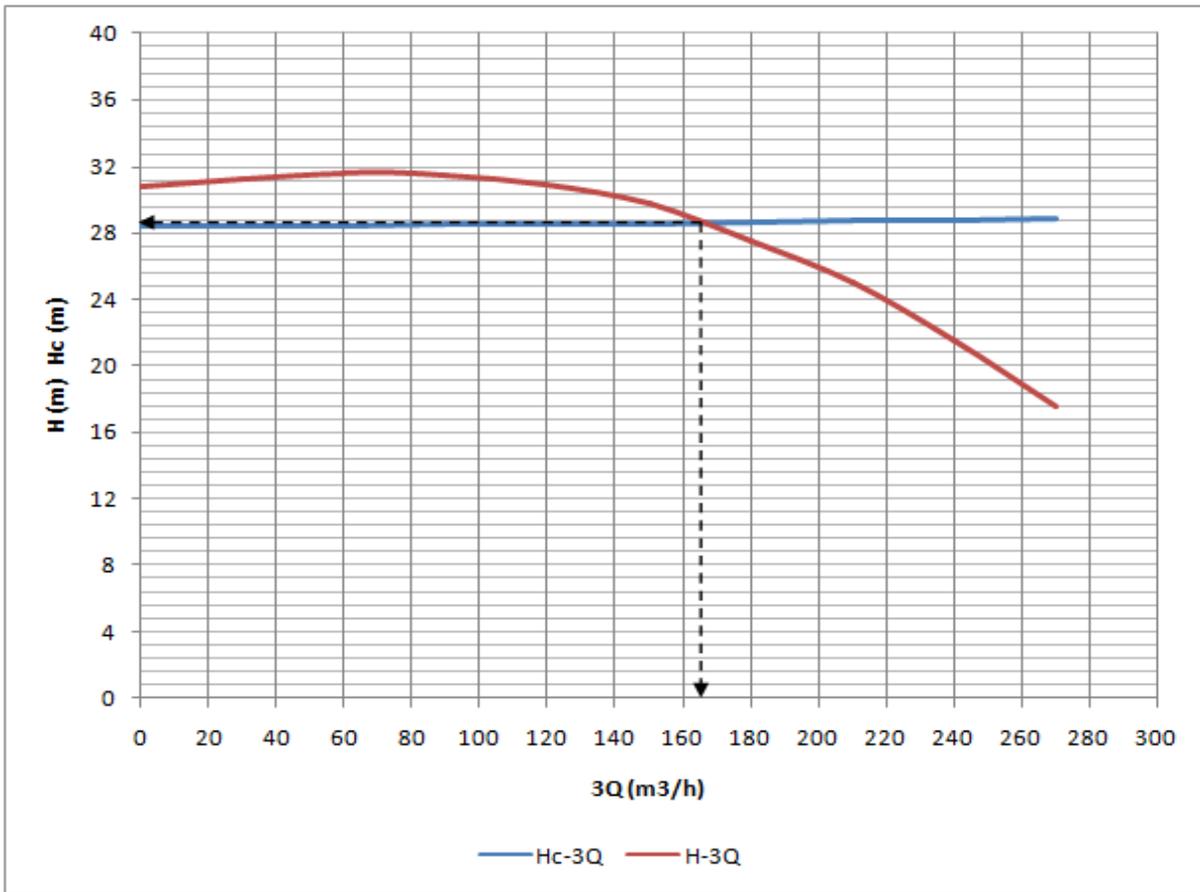


Figure V-10/point de fonctionnement des pompes de la station de pompage

V-7/Réglage des débits :

V-7-1/Forage- R300m³ :

Le débit et la charge disponible dans une installation de pompage, ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et dans le but de compenser cet écart, on procède par le réglage des débits.

Pour les forages F5 et F7, le débit demandé est inférieur au débit de fonctionnement, donc on va utiliser un réglage quantitatif, appelé aussi le vannage qui est la fermeture partiel de robinet vanne de la conduite de refoulement.

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

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots(V.22)$$

Où :

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



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

Happ : hauteur manométrique appelée (m) ;

hv : différence entre la hauteur Hc et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{app} \dots\dots\dots (V.23)$$

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

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau V-17

Tableau V-17/Caractéristique des pompes F5 et F7 après vannage

pompe	Qpf (l/s)	Hpf (m)	$\eta_{avant\ vannage}$	Hc	hv	$\eta_{après\ vannage}$	Pabs (Kw)
F5	6.76	54.5	71.6	61	7.71	62.55	4.78
F7	20.78	53.9	75.3	53	1.98	72.57	14.33

V-7-2/La station de pompage-R500m³ :

D'après la figure V-10 au point de fonctionnement on a :

$$Q_A=165m^3/h < Q_{app}=175.68 m^3/h$$

$$H_A=28,5m < H_{app}=28.61m$$

On remarque qu'au point de fonctionnement le débit est inférieur au débit appelé, donc on procède à un réglage qualitatif

-Réglage qualitatif : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe

$$\text{On a } \frac{H}{H_{app}} = \lambda^2 k^2 = k^2 \quad \text{et} \quad \frac{Q}{Q_{app}} = \lambda^3 k = k$$

$$\text{Donc : } \frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{Q}{Q_{app}}\right)^2 \text{ d'où } H = \left(\frac{H_{app}}{Q^2_{app}}\right)Q^2 \text{ équation de la courbe de proportionnalité}$$

Le tableau V-18 donne le calcul de la courbe de proportionnalité



Tableau V-18/Calculs de la courbe de proportionnalité

Q (m3/h)	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270
H (m)	0	0.83	3.34	7.51	13.35	20.86	30.03	40.88	53.39	67.58

La courbe de proportionnalité est représentée sur la figure V-11 :

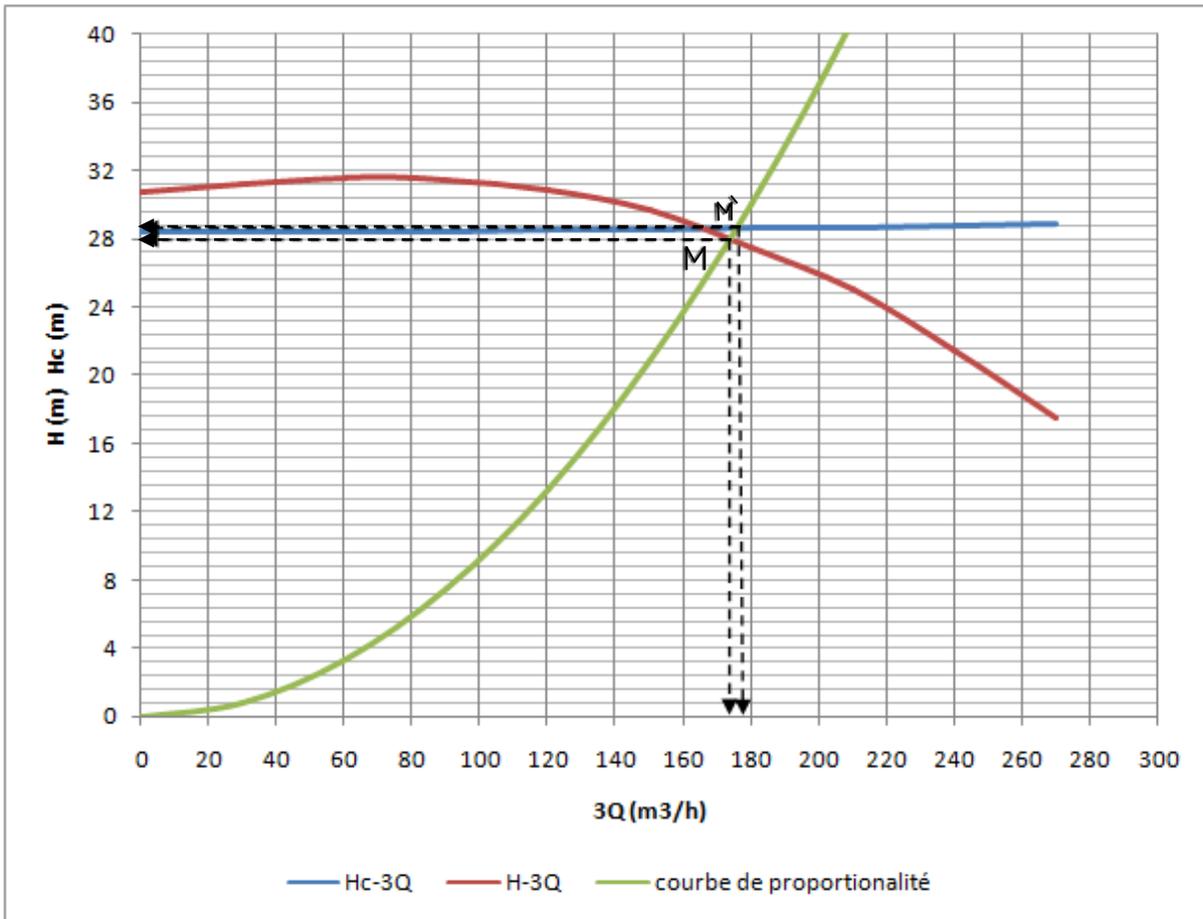


Figure V-11/courbes de réglage de la pompe

D'après la figure V-11 on a :

Le point M (Q, H) homologue au point M' (Q_{app}, H_{app})

M' (175.68m3/h, 28.61m) et M (172m3/h, 28m)

Et : N=1450 tr/min

$$N' = \sqrt{\frac{Qd}{Q}} * N = \sqrt{\frac{175.68}{172}} * 1450 = 1465.43tr / min$$

N'=1465.43 tr/min



V-8 /Etude de la cavitation:

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

Pour éviter tous risques de cavitation, la condition suivante doit être respectée.

$$(NPSH) d > (NPSH) r$$

(NPSH) d : charge nette d'aspiration disponible fournie par l'installateur.

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

$$(NPSH)d = (NPSH)r + r \dots\dots\dots (V.22)$$

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

On prend : r = 0,5 m.

$$(NPSH)d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + 0,5 \dots\dots (V-23)$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)r - 0,5$$

$\frac{Pat}{\varpi} = 10,33$: Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration (m) ;

ΔH_{asp} : Perte de charge totale à l'aspiration

$\frac{Pv}{\varpi}$: Tension de vapeur (Tv) (mce).

Tableau V-19/Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

Pour une température de 20°C Tv=0.24mce

AN :

On a la longueur d'aspiration est L=4m donc Léq=4.6m

On pose : la perte de charge linière est égale 4m pour 1Km donc :

$$\sum h_{tot}^{asp} = \frac{4.6 * 4}{1000} = 0,0184 m$$



La vitesse d'aspiration : $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.da^2} = \frac{4.58,56}{3,14.0,125^2.3600} = 1.33 \text{ m/s}$

La hauteur d'aspiration admissible:

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,24 - 0,0184 - 0,068 - 1,9 - 0,5 = 7.6m$$

Alors $(NPSH)_d = 10,33 - 0,24 - 0,0184 - 0,068 - 7.6 = 2.4m$

Ce qui donne $(NPSH)_d = 2.4 \text{ m} > (NPSH)_r = 1.9$

Donc y n'a pas de risque de cavitation

• **Calage de la pompe**

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec :

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots (V.25)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

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

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

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

AN:

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 52 - 4 + 0.6 = 48.6m$$

$\nabla_{min} = 48.6mNG$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 48.6 + 7.6 - 0,3$$

$\nabla_{axe} = 55.9mNGA$

**V-9/Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude, cette adduction est caractérisée par deux tracés :

- I. Adduction à partir des trois forages vers le réservoir R300m³
- II. Adduction à partir de piquage vers le réservoir R500m³

On a déterminé le diamètre économique pour les tronçons reliant les forages et le réservoir R300m³, piquage-station de pompage et SP-R500m³

On a déterminé le type de pompes caractérisant les forages et la station de pompage, puis on a fait le couplage des pompes en parallèle qui nous a permis de déterminer le point de fonctionnement de pompes couplées et on a fait le réglage de ces pompes en utilisant les différents modes de réglage des pompes

Et enfin, on a fait le calage des pompes, pour qu'elles fonctionnent sans moindre risque de cavitation.





Chapitre-VI-

protection contre les coups de bélier



V-1/Introduction :

Un projet d'alimentation en eau potable est réalisé dans le but de satisfaire les besoins en eau de l'agglomération, pour cela on doit prendre les précautions et les mesures nécessaires qui s'imposent à d'éventuelle dégradation des conduites qui sont dues à plusieurs facteurs à savoir le phénomène de coup de bélier et la corrosion des conduites.

Les coups de bélier consistent en des oscillations de pression (surpressions et dépressions alternatives) provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite transportant un liquide. Ces oscillations parcourent la conduite de l'une de ses extrémités à l'autre en un mouvement d'aller et retour périodique ;

VI-2/Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes qui peuvent créer ce phénomène sont:

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupe électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un Robinet d'obturation.

VI-3/Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI-3-1/ forte pression:

Si 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 dislocation des joints.

VI-3-2/ Pression négative:

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe. Si cette pression devient inférieure a -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.



VI-3-3/Fatigues des conduites :

Le passage successif d’une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

VI-4 /Protection de la conduite gravitaire

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d’Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

a : célérité d’onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite qui est égal à 250mm

e : épaisseur de la conduite égale à 9.6mm

K : Coefficient qui tient compte de la nature du matériau formant la canalisation

Pour le PEHD : K = 83.

A.N :
$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 * \frac{250}{9.6}}} \Rightarrow a = 210.6 \text{ m/s}$$

Le temps de retour de l’onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \dots\dots\dots (VI.2)$$

t_r : temps de retour de l’onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

A.N :
$$t_r = \frac{2 * 710}{210.6} \Rightarrow t_r = 6.74 \text{ s.}$$

Conclusion :

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **6.74s**



VI-5/Protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

VI-5-1/ Les volants d’inertie :

Ils permettent l’arrêt progressif de la pompe en empêchant la rupture brutale du refoulement. Ils luttent contre les dépressions provoquées par l’arrêt du groupe.

VI-5-2/ Les soupapes de décharge :

Elles n’interviennent que pour limiter les surpressions. Leur inconvénient c’est qu’elles engendrent des pertes considérables de volumes d’eau.

VI-5-3/ Les réservoirs d’air :

Ce sont des réservoirs renfermant de l’air et une certaine hauteur d’eau. Ils protègent les conduites à la fois contre les dépressions et les surpressions (voir figure VI-1)

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d’air pour les avantages qu’il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression;
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer :
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d’eau.

VI-6/Calcul simplifié du volume du réservoir d’air anti-bélier en utilisant la méthode de VIBERT :

Pour un fonctionnement normal (caractéristiques mécaniques et hydrauliques identiques sur toute sa longueur) on a :

Le volume d’air U_0 dans la cloche est donné par la formule suivante:

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots (VI.3)$$



Avec :

L : longueur de la conduite à protéger(m) ;

S : section de la conduite à protéger (m²);

V₀ : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g: l'accélération de pesanteur.

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

Z₀ : la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10 \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique(m).

Et en posant : $h_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0}$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots \dots \dots (VI.5)$$

➤ Dans le cas de coup de bélier :

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{CV_0}{g} \dots \dots \dots (VI.6)$$

Avec :

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite, E_m = 2*10⁹ pour le PEHD



E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0,5$ pour le PEHD

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI-1})$$

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

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

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application

1. Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI-1

Tableau VI-1: Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement

N° de tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP-R500m3	PEHD	250	0.0491	0.99	48.33	28.4
F5-A	PEHD	110	0.0095	0.53	30	50.17
F6-A	PEHD	125	0.0123	0.57	138	48.32
F7-B	PEHD	200	0.0314	0.64	115	48.19

2. Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI-2 :



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

N° de la station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
SP-R500m3	2.07	1000	0.2404	0.5	0.33	2	1.2	0.0096	408.18
F5-A	2.07	1000	0.1034	0.5	0.33	2	1.2	0.0066	427.36
F6-A	2.07	1000	0.1176	0.5	0.33	2	1.2	0.0074	426.66
F7-B	2.07	1000	0.1881	0.5	0.33	2	1.2	0.0119	426.93

3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI-3:

Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° station	Z _o	Z _{max}	Z _{max} /Z _o	h _o	h _o /Z _o	U _o /LS	Z _{min} /Z _o	U _o	U _{max} (m3)	V final (L)
SP	38.4	79.6	2.07	0.05	0.001302	0.0065	0.56	0.025	0.04464	100
F5-A	60.17	83.26	1.38	0.014	0.000233	0.005	0.748	0.015	0.02005	100
F6-A	58.32	83.11	1.42	0.016	0.000274	0.005	0.731	0.0185	0.02531	100
F7-B	58.19	86.04	1.48	0.021	0.000361	0.0055	0.71	0.02	0.02817	100

VI-7/Encombrement du réservoir d'air :

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure VI.1

✓ **Caractéristiques finales des réservoirs d'air choisi :**

D'après la figure (VI-1) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau VI-4:

Tableau VI-4: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Volume (Litre)	D (mm)	A (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)
SP, F5, F6, F7	100	630	807	215	54	50	560

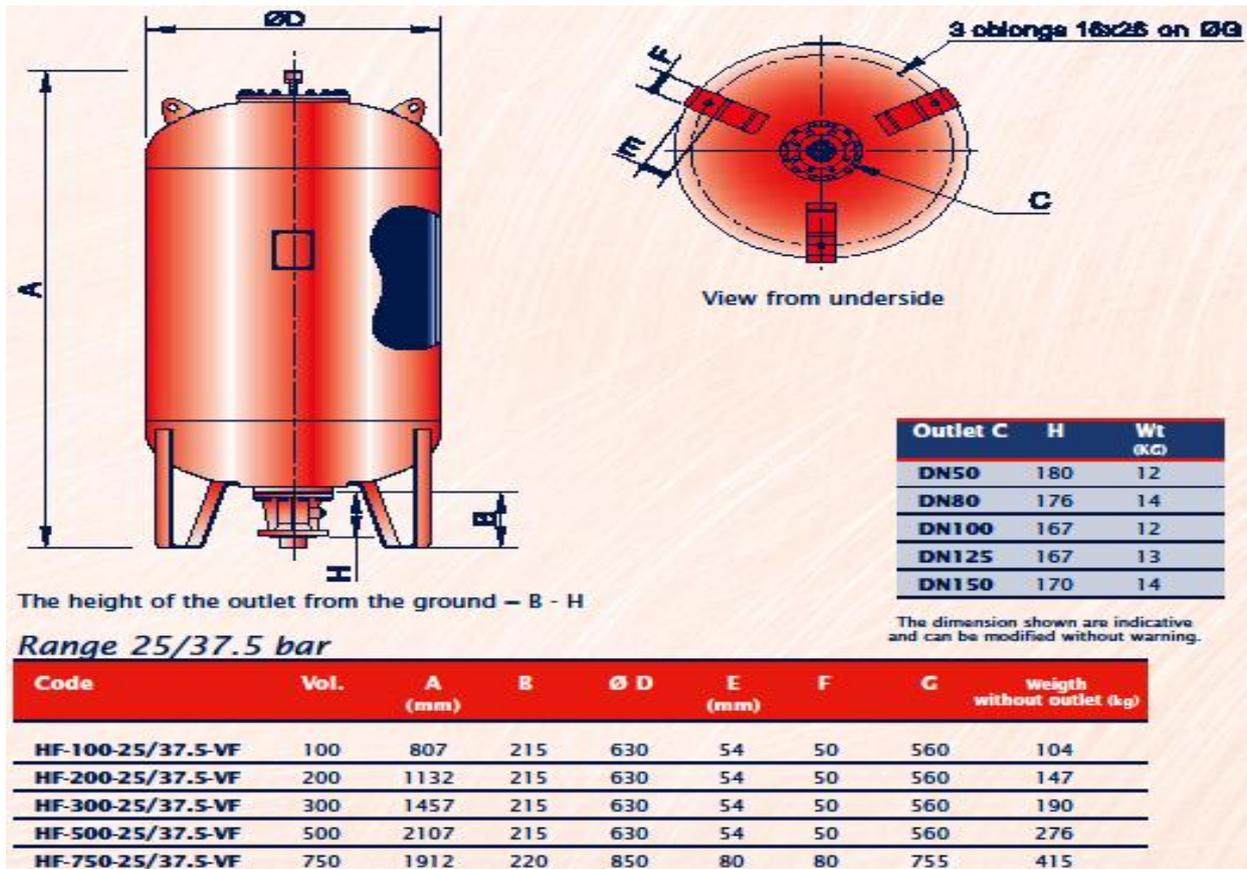


Figure VI.1: Planche d’encombrement des réservoirs d’air Hydrofort CHARLATTE.

VI-8- Conclusion :

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on a Prévu d’installer des réservoirs d’air. L’étude de ce phénomène nous a permis de dimensionner ces derniers avec la méthode de VIBERT.



Chapitre-VII-

Organisation de chantier



VII-1/Introduction:

L'organisation de chantier a pour but de réaliser les projets dans des délais courts et à moindre coût. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif d'avoir une méthode d'ordonnement des travaux qui nous permet de décomposer l'ouvrage ou les ouvrages à réaliser en plusieurs opérations ou tâches, de déterminer les relations entre opérations, ainsi connaître les tâches qui sont en amont et celles qui sont en aval d'une opération (la succession chronologique des opérations).

Les travaux à réaliser dans notre projet concernent la mise en place d'un réseau de distribution alimentant la ville d'Ouled Heddadj. Dans ce chapitre, nous allons définir les travaux à entreprendre, pose des conduites de réseau, calculer leurs volumes et établir l'ordonnement des opérations constituant l'ensemble des travaux suivant la méthode CPM (critical path method) par réseau à nœuds ou à flèches et d'élaborer le diagramme de Gantt.

VII-2/Définitions des travaux à entreprendre :

Dans notre projet on va calculer le volume des travaux pour la mise en place des conduites de réseau de distribution.

VII-2-1/Travaux concernant les conduites de réseau :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de réseau sont :

- Implantation de tracé.
- Décapage de la couche végétal ou goudron
- Exécution des tranchées.
- Pose du lit de sable.
- Poses conduites.
- Essais d'étanchéités.
- Remblayage des tranchées.
- Nivellement et compactage.

VII-3/Calcul du volume de terrassements pour le réseau :

VII-3-1/Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L (m^3)$$

Tel que :

B : largeur de la tranchée (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Les résultats sont représentés dans le tableau VII-1

VII-3.2/ Calcul du volume de la tranchée (déblai) : (V_d)

D'après la figure VII-1 la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$V_d = S \times L$$

Avec:

$$S = B \times H$$

$$B = 0,6 + \varnothing \text{ et } H = \varnothing + h + e$$

L : longueur de la tranchée

B : la largeur de la tranchée

H : hauteur de la tranchée qui est égale au diamètre de la conduite additionné à l'épaisseur de lit du sable et la hauteur d'enfouissement de 60 cm.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII-1

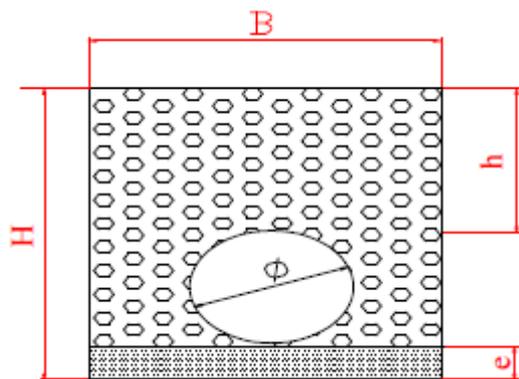


Figure VII-1/ Schéma de la tranchée



VII-3-3/Calcul du volume de lit de sable :

On calcule ce volume en utilisant la formule suivante :

$$V_s = e \times B \times L$$

Avec :

e: l'épaisseur de la couche de sable (0.1 m)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII-1

VII-3-4-Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit a partir du volume du déblai et le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

Avec :

V_r : Volume du remblai compacté (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du lit de sable (m³)

V : Volume occupé par la conduite (m³), $V = L * \frac{\pi * \emptyset^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

\emptyset : Diamètre de la conduite

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII-1

VII-3-5-Calcul de volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,25.$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII-1



Tableau VII-1/Calcul des volumes des travaux

Diamètres des conduites	longueur de la conduite	largeur de la tranchée	volume de la couche végétale	volume du déblai	volume du sable	volume occupé par la conduite	volume du remblai	volume du sol foisonné	volume excédentaire
mm	M	m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
63	370,63	0,66	24,46	186,64	24,46	1,15	161,03	233,30	72,28
75	1866,1	0,68	126,89	983,43	126,89	8,24	848,30	1229,29	380,99
90	4402,39	0,69	303,76	2399,74	303,76	27,99	2067,99	2999,68	931,69
110	1066,45	0,71	75,72	613,32	75,72	10,13	527,47	766,64	239,18
125	1951,69	0,73	142,47	1175,41	142,47	23,94	1008,99	1469,26	460,26
160	668,35	0,76	50,79	436,83	50,79	13,43	372,61	546,04	173,43
200	652,39	0,8	52,19	469,72	52,19	20,49	397,04	587,15	190,11
250	495,11	0,85	42,08	399,80	42,08	24,29	333,43	499,75	166,33
315	208,36	0,92	19,17	194,57	19,17	16,23	159,17	243,21	84,04
total			837,55	6859,46	837,55	145,89	5876,02	8574,33	2698,31



VII-4/Devis estimatif :

Tableau VII-2/Volumes et coût des travaux total :

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m ³	837,55	200	167510
2	Déblai	m ³	6859,46	300	2057868
3	Lit de sable (sable)	m ³	837,55	800	167510
4	Conduite		12037.47	400	4814988
5	Remblai compacté	m ³	5876,02	800	4700816
6	Volume excédentaire	m ³	2698,31	160	431729.6
				TOTAL	12340421.6
				TVA	2097871.67
				TTC	14438293.7

Remarque :

Les TVA (Taxe à Valeur Ajoutée) sont de 17%

VII-5/les engins :

Avant d’aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d’utilisation des moyens fournis.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Les pelles hydrauliques
- Le compacteur avec rouleau à pneu
- Le bulldozer

1-La pelle hydraulique sera utilisée pour creuser les tranchés et chargement de débris et déblais.

2-Le compacteur qui sera utilisé pour compacter le remblai sur la tranchée.



3-Le bulldozer qui sera utilisé pour les opérations suivantes :

- Lame sur sol pour débroussailler.
- Lame élevée pour abattement des arbres.
- Lame sur sol pour pousser les masses (remblayer la tranchée)
- Lame au sol pour niveler le remblai avant compactage.

VII.5.1/Définition de la pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment. Dans notre projet nous emploierons la pelle avec un godet équipé en rétro pour faire les tranchées.

VII.5.2/Définition du compacteur avec rouleau à pneu :

L'extension de ces compacteurs résulte des perfectionnements intervenus dans la fabrication des pneus à basse pression. Les déformations et les déplacements relatifs à ces pneus au cours du cylindrage produisent un malaxage du sol qui réalise rapidement le compactage.

VII.5.3 Définition du Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également. La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).

VII-6/Planification des travaux :

Un planning comporte un certain nombre d'aspects qui décrivent le chantier :

- la durée des tâches
- la détermination des effectifs, la composition des équipes, la qualification des ouvriers
- le délai d'exécution contractuel, la prise en compte des intempéries et des congés payés des ouvriers.



- l'enclenchement chronologique des tâches en fonction du phasage et des cycles de rotation

. Dans ce travail ; on va déterminer la durée d'exécution des travaux, pour cela on a séparé notre réseau en deux parties : Partie nord et partie sud.

VII-6-1/Les principales opérations à exécuter :

Pour l'élaboration de la planification selon la méthode CPM, on doit tout d'abord répartir les différents travaux en opération.

A. Implantation de tracé (générale) 5 jours

Bn .Décapage de la couche de goudron ou celle de la végétation. (Partie Nord) 6 jours

Bs .Décapage de la couche de goudron ou celle de la végétation (partie Sud) 6jours

Cn. Exécution des tranchées. (Partie Nord) 8 jours

Cs. Exécution des tranchées. (Partie Sud) 8 jours

Dn. Aménagement du lit de pose. (Partie Nord) 6jours

Ds. Aménagement du lit de pose. (Partie Sud) 6jours

En. La mise en place des canalisations en tranchée. (partie Nord) 3jours

Es. La mise en place des canalisations en tranchée. (Partie Sud) 3jours

Fn. Assemblage des tuyaux. . (Partie Nord) 4 jours

Fs. Assemblage des tuyaux. (Partie Sud) 4jours

G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints. (2 jours)

H. Remblai des tranchées. (7 jours)

I. Travaux de finition. (4 jours)

VII-6-2/Détermination des taches qui précèdent et qui succèdent :

On montre le lien entre les taches dans le tableau VII-3



Tableau VII-3/Opérations des travaux (précède, succède)

Opération	Temps de réalisation (Jours)	Précède	Succède
A	5	Bn-Bs	----
Bn	6	Cn	A
Bs	6	Cs	A
Cn	8	Fn-Dn-En	Bn
Cs	8	Fs-Ds-Es	Bs
Dn	6	G	Cn
Ds	6	G	Cs
En	3	G	Cn
Es	3	G	Cs
Fn	4	G	Cn
Fs	4	G	Cs
G	2	H	Fn-Dn-En-Fs-Ds-Es
H	7	I	G
I	4	----	H

Le réseau à nœuds est représenté sur la figure VII-2 ci après, ainsi que les dates de commencement et de finitions au plus tôt (DCP et DFP) et les dates de commencement et de finitions au plus tard (DCPP et DFPP) et les marges totales (MT) et le temps de réalisation.

Le temps de réalisation du ce réseau d'AEP est de 38 jours.

On a deux chemins critiques :

A → Bn → Cn → Dn → G → H → I

A → Bs → Cs → Ds → G → H → I

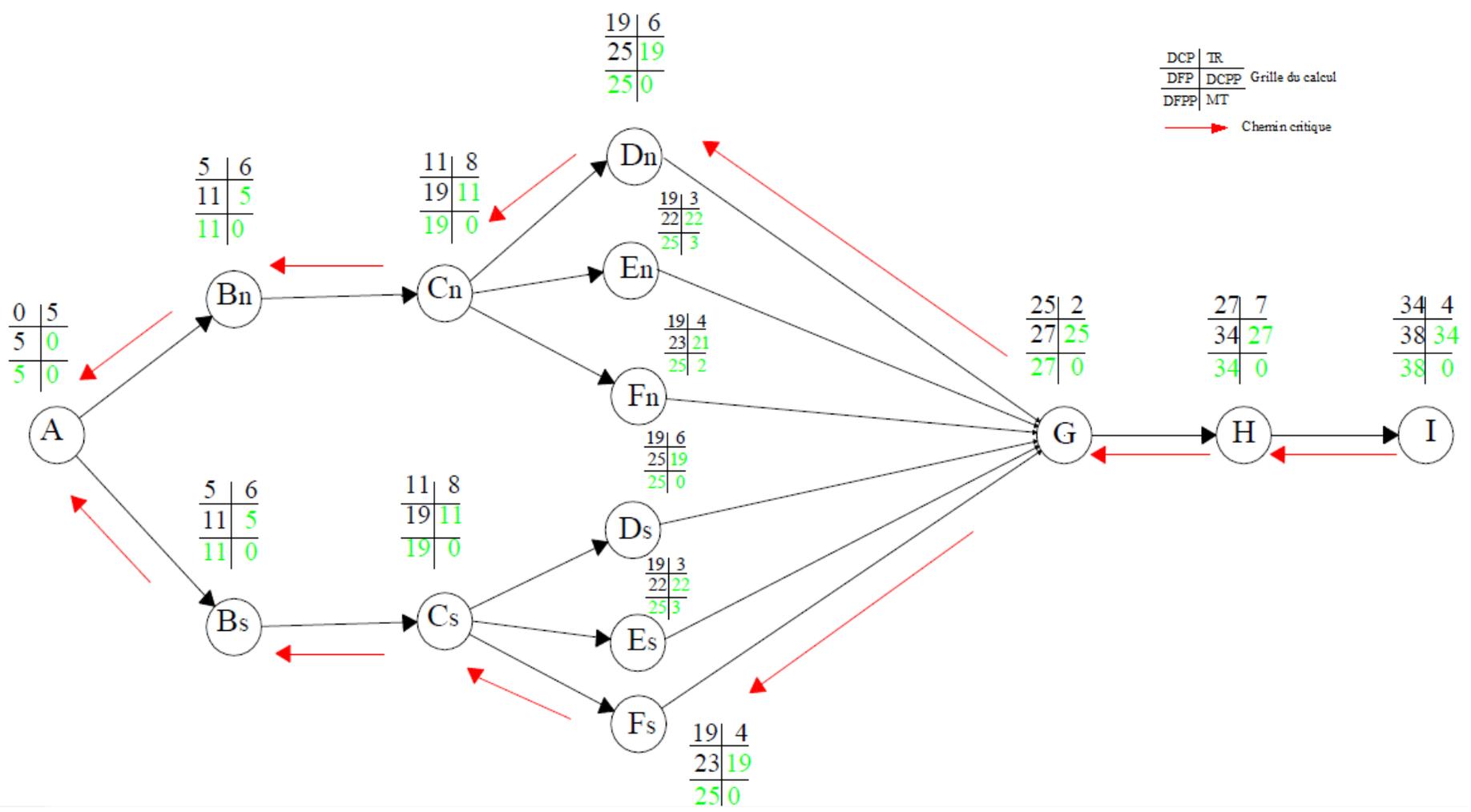


Figure VII-2/ Réseau à nœud



VII-6-3/ Elaboration du diagramme de GANTT :

On mentionne les dates de commencement et de finition au plutôt « respectivement DCP et DFP» et les dates de commencement et de finition au plus tard «respectivement DCPP et DFPP», les marges totales « MT » et les temps de réalisation dans le tableau VII-4:

Tableau VII-4/Planification selon la méthode de GANTT

Opération	Temps de réalisation (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	5	0	5	0	5	0
Bn	6	5	11	5	11	0
Cn	8	11	19	11	19	0
Dn	6	19	25	19	25	0
En	3	19	22	22	25	3
Fn	4	19	23	21	25	2
Bs	6	5	11	5	11	0
Cs	8	11	19	11	19	0
Ds	6	19	25	19	25	0
Es	3	19	22	22	25	3
Fs	4	19	23	21	25	2
G	2	25	27	25	27	0
H	7	27	34	27	34	0
I	4	34	38	34	38	0

Les chemins critiques :

A → Bn → Cn → Dn → G → H → I

A → Bs → Cs → Ds → G → H → I

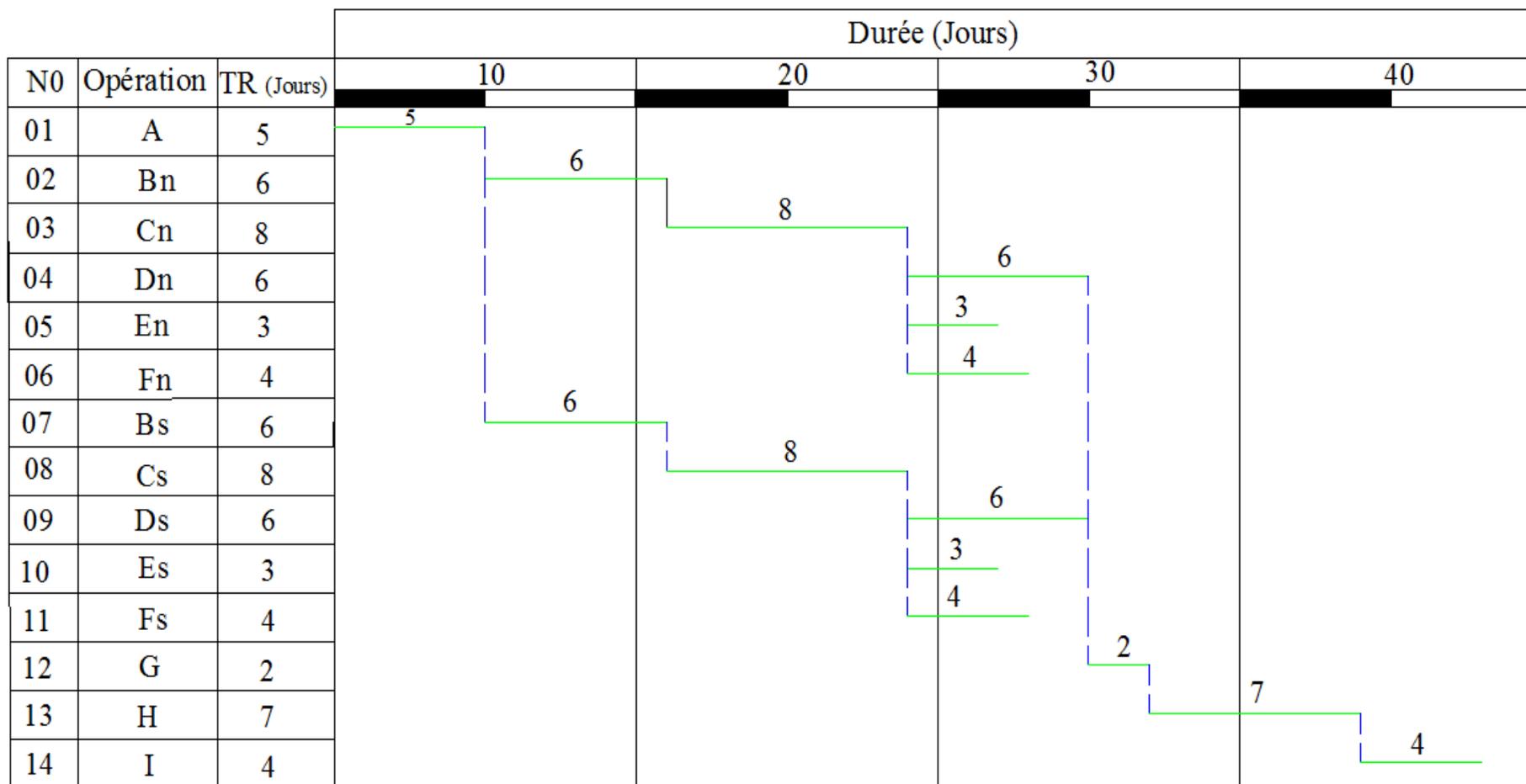


Figure VII-3/ Diagramme de Gantt du réseau d'AEP



VII-7/Conclusion :

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs critères, à savoir :

- Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.
- Compétence du staff technique dirigeant.
- Permanence et suivi des travaux à réaliser.
- Respect des normes techniques.
- Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui l'a déjà réalisés.
- Matériel de réalisation adéquat.
- La bonne planification des travaux

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit pas subir des défaillances à la fois technique et humaine et qui par conséquence, cet ensemble de critères cités plus haut doivent scrupuleusement être respectés.

Concernant la durée de la réalisation de réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Heddadj, on l'a estimée à 38 jours.

Le coût total de la réalisation de notre projet est de : quatorze millions, quatre cent trente huit mille, deux cent quatre vingt treize DA et sept centimes



Conclusion générale



Conclusion générale :

Dans notre étude «qui interprète la conception d'un système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Heddadj » nous avons abordés toutes les phases d'études (réservoirs, adduction et la distribution)

D'après les prévisions, on constate qu'il y aura des évolutions dans la plupart des secteurs, il faudra donc s'attendre a une augmentation de la demande en eau, selon les estimations cette demande s'élèvera à 5622.38m³/j en l'année 2040, ce débit journalier permettra d'alimenter une population dont l'effectif sera de 28052 Habitants pour le même horizon 2040.

L'étude du système d'AEP de la ville d'Ouled Heddadj obéit sur une démarche consistant à la recherche, à l'analyse et à l'exploitation des données; à la détermination des paramètres de calcul et à l'usage du logiciel EPANET pour le dimensionnement et la modélisation du réseau après sa conception. Les résultats obtenus ont dans leurs grandes majorités donnés des satisfactions par rapport aux exigences de fonctionnalité notamment vis-à-vis de la vitesse dans les conduites et de la pression aux nœuds. En effet, les pressions sont partout supérieures à 10m de colonne d'eau, alors que plus de 80% des vitesses restent supérieures à 0.5 m/s pendant la pointe pour des diamètres compris entre 315 et 63mm.

Ces résultats sont rendus possibles par deux réservoirs de tête d'une capacité totale de 800m³ alimentés à partir des forages et une bache d'eau.

L'adduction est composé de deux adductions (forages-R300m³ et piquage-station de pompage) avec des conduite en PEHD de diamètre 250mm.

En ce qui concerne l'exploitation de la ressource on a adopté un fonctionnement par pompage de 20 heures.

La mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet l'amélioration de la sécurité et du contrôle du fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, la prolongation de la durée de vie des équipements et les installations.



ANNEXES



Annexe IV-1 : Débit en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q(l/s)	0,4	0,7	1,0	1,5	2,0	2,2	2,2	2,5	3,0	3,5
D(mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1,43	3,97	7,61	160	27,3	32,6	4,51	5,77	7,97	10,7
Q(l/s)	4,0	4,5	5,0	5,2	5,2	5,5	6,00	7,00	8,00	9,1
D(mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13,6	16,9	20,5	22,0	5,40	6,00	7,03	12,0	12,0	15,2
Q(l/s)	9,1	10	11	12	13	13,8	13,8	16	18	20
D(mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6,49	7,72	9,21	10,8	12,6	14,0	6,02	8,05	10,00	12,2
Q(l/s)	22	23,6	23,6	25	30	35	40	44	44	50
D(mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14,5	16,5	3,94	4,38	6,14	8,18	10,5	12,5	4,29	5,45
Q(l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D(mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6,50	7,64	8,88	10,5	4,50	5,63	7,00	8,53	9,01	4,29
Q(l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D(mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5,03	5,92	6,87	7,98	8,31	4,31	4,65	5,24	5,87	6,53
Q(l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D(mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7,23	7,96	9,20	3,20	3,30	3,89	4,52	5,19	5,93	6,66
Q(l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D(mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7,47	8,31	9,21	9,21	11,1	12,1	13,2	14,3	15,5	15,8

Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en eau potable d'ABRAMOV Ed : 1982



ANNEXE V-1

Tableau 1/courbe caractéristique de la conduite et de la pompe de forage F5

F5			
<i>Q (l/min)</i>	<i>DH(m)</i>	<i>H</i>	<i>H-DH</i>
0	0,00	65,9	65,90
100	0,02	64,8	64,78
150	0,03	64,3	64,27
200	0,06	63,6	63,54
250	0,08	62,6	62,52
300	0,12	61	60,88
350	0,15	58,8	58,65
400	0,19	56	55,81
450	0,24	52,4	52,16
500	0,29	48,2	47,91
600	0,39	37,4	37,01
650	0,45	31,2	30,75
700	0,52	24,3	23,78

Tableau 2/courbe caractéristique de la conduite et de la pompe de forage F6

F6			
<i>Q (l/min)</i>	<i>DH(m)</i>	<i>H</i>	<i>H-DH</i>
0	0,00	65,9	65,90
100	0,04	64,8	64,76
150	0,08	64,3	64,22
200	0,14	63,6	63,46
250	0,21	62,6	62,39
300	0,29	61	60,71
350	0,38	58,8	58,42
400	0,48	56	55,52
450	0,59	52,4	51,81
500	0,71	48,2	47,49
600	0,99	37,4	36,41
650	1,14	31,2	30,06
700	1,30	24,3	23,00



ANNEXE V-1

Tableau 2/courbe caractéristique de la conduite et de la pompe de forage F7

F7			
<i>Q (l/min)</i>	<i>DH(m)</i>	<i>H</i>	<i>H-DH</i>
0	0,00	82,3	82,30
200	0,01	80,2	80,19
400	0,04	77,6	77,56
600	0,09	74,1	74,01
800	0,15	69,4	69,25
1000	0,22	63,2	62,98
1200	0,30	55,4	55,10
1400	0,39	45,4	45,01
1600	0,49	33,1	32,61
1700	0,55	26	25,45

Tableau 3/courbe caractéristique de la conduite AB et B-R

AB	
<i>Q (l/min)</i>	<i>DH(m)</i>
0	0,00
100	0,01
200	0,04
300	0,09
400	0,14
500	0,21
600	0,29
700	0,38
800	0,48
900	0,59
1000	0,72
1100	0,85
1200	0,99
1300	1,14

B-R	
<i>Q (l/min)</i>	<i>DH(m)</i>
0	0,00
100	0,01
300	0,10
500	0,24
700	0,43
900	0,68
1100	0,97
1300	1,30
1500	1,67
1600	1,87
1800	2,31
2000	2,78
2200	3,29
2400	3,84



ANNEXE VI-1

Tableau I/Module d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (meunier)

Matériaux	Module d'élasticité (young) en Pa	Coefficient de poisson ν
PVC	$3 \cdot 10^9$	0.3
ACIER	$2 \cdot 10^{11}$	0.46-0.5
FONTE	$1 \cdot 10^{11}$	0.3
AMIANTE-CIMENT	$2 \cdot 28 \cdot 10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2 \cdot 10^9$	0.45-0.5
BETON	1 à $5 \cdot 10^{10}$	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 à $4 \cdot 10^9$	0.33



Références Bibliographiques

- [1] **BONNIN, J.** Hydraulique urbaine appliqué aux agglomérations de petites et moyennes importances, édition Eyrolles, Paris, 1986. 228 p.
- [2] **LENCASTRE, A.** Hydraulique générale, Tome 2, édition Eyrolles, paris, 1983. 349 p.
- [3] **SALAH, B .** Cours d'Alimentation en Eau Potable : cinquième année
- [4] **GODART, H.** Techniques d'ingénieur, édition Eyrolles, paris, 2009. 195p.
- [5] **DUPONT, A.** Hydraulique urbaine : ouvrage de transport, élévation et distribution d'eau, Tome 2, édition, Eyrolles. Paris, 1979. 573 p. .
- [6] **MEUNIER, M.** Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression, édition Dunod. Paris, 1980. 198p.
- [7] **GUECHOU, Y.** Mémoire fin d'étude d'Alimentation en eau potable : Alimentation en eau potable de la ville GHRIS (W.Mascara), ENSH 2008.