

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 d'un système d'alimentation en eau potable de la commune de Yahia Beni Guecha (w. Mila) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-13

APA Citation (APA توثيق):

Boutarichet, Youssouf (2013). Etude d'un système d'alimentation en eau potable de la commune de Yahia Beni Guecha (w. Mila) [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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، 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 D'UN SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE YAHIA BENI
GUECHA
(WILAYA DE MILA)

Présenté par :

M^r BOUTARICHET Youssouf

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

M^r O.KHODJET-KESBA

M.C.A

Président

M^r Y.DERNOUNI

M.A.A

Examinateur

M^{me} L.TAFAT

M.A.A

Examinatrice

M^r R.KERID

M.A.A

Examinateur

M^r M.BELALI

M.A.B

Examinateur

M^{me} S.BERBACHE

M.A.A

Promotrice

Septembre - 2013

Remerciements

Tous d'abord je tiens à exprimer mes vifs remerciements à ma promotrice « M^{me} BERBACHE SABAH » de m'avoir orienté et pour ces conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but de mené à bien ce projet de fin d'étude.

- A M^r SALAH BOUALAME qui ma beaucoup aidé et que je n'oublie pas ses services.

- Mes remerciements vont également à Mme DERNOUNI.F, Mr AMARI et Mme MOKRANE..., et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de L'ENSH.

- Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

BOUTARICHET YOUSOUF

Dedicaces

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

- *Mes très chers parents .*
- *Tous mes frères ALAWA, FARID, et sœurs FATIMA et WAFIA.*
- *Toute ma famille.*
- *Mes cousins et mes cousines.*
- *Toutes mes amies d'EL-FADLIA.*
- *A mes amis SEIF, HAMZA, MOUHAMED, MOURAD, ALI,*
- *Tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.*
- *Tous mes amis de l'école .*
- *Tous mes amis de la cité Soumaa 3.*
- *Tous mes amis de l'ENSH.*

BOUTARICHET YOUSOUF

الملخص:

مذكرة نهاية الدراسة كل الجوانب التي لها علاقة مع المخطط التقني لدراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لبلدية يحي بني قشة ولاية ميله، من أجل الإستجابة نوعيا وكميا للطلبات المتزايدة للسكان. دراستنا هذه ستحل كل المشاكل على مستوى الشبكة مع معالجتها.

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent le plan technique de l'étude du réseau d'A.E.P de la commune de YAHIA BENI GUECHA, afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population. Notre étude analysera tous les aspects du problème au niveau de notre réseau et d'y remédier.

Abstract

The memory of our last study consists in considering all points which touch the technique plan of the renewal of A.W.P net of YAHIA BENI GUECHA, in order to answer qualitatively and quantitatively to the growing needs of the population. Our study will analyze all aspect of the problem at the level of our network and resolve them.

SOMMAIRE :

Introduction générale

Chapitre I :

Présentation de la ville

Introduction	1
I.1. Situation géographique	1
I.2. Analyse du milieu naturel	3
I.2.1. Topographie	3
I.2.2. Géologie.....	3
I.2.3. Hydrologie	3
I.2.4. Climat	4
I. 3. Les réservoirs	6
Conclusion.....	7

Chapitre II :

Calcul des besoins en eau

II.1. Introduction.....	8
II.2. Estimation de la population futur.....	8
II.2.1. Evaluation de la population actuelle.....	8
II.2.2. Evaluation de la population future	9
II.3. Catégories de consommation de la région d'étude	9
II.4. Choix de la norme unitaire de consommation.....	10
II.4.1. Définition	10
II.4.2. Critères de choix de la norme	10
II.5. Évaluation de la consommation moyenne journalière	10
II.5.1. Besoins domestique	10
II.5.2. Besoins administratifs.....	11
II.5.3. Besoins sanitaires.....	12
II.5.4 : Besoins scolaires.....	12
II.5.5. Besoins socioculturels	13
II.5.6. Besoins commerciaux	13
II.5.7. Besoins d'arrosage	14

II.6. Récapitulation des besoins en eaux de la ville	14
II.7. Conclusion	15

Chapitre III :

Etude de variation de la consommation

Introduction	16
III.1. Variation de la consommation.....	16
III.2. Etude de la variation des débits journaliers.....	16
III.3. Etude de la variation des débits horaires.....	18
III.3.1. Consommation maximale horaire.....	18
III.3.2. Consommation minimale horaire.....	18
III.3.3. Débit moyen horaire	19
III.3.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	20
Conclusion	24

Chapitre IV :

Réseau de distribution

Introduction.....	25
IV.1. Choix du système de distribution	25
IV.2. Classification du réseau de distribution.....	25
IV.2.1. Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération.....	25
IV.2.1.1. Réseau unique	25
IV.2.1.2. Réseau en zones étagées	25
IV.2.2. Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau.....	26
IV.2.2.1. Réseau ramifié	26
IV.2.2.2. Réseaux maillés	26
IV.3. Conception d'un réseau	26
IV.4. Principe du tracé du réseau maillé.....	27
IV.4.1. Choix du matériau des conduites.....	27
IV.4.1.1. Tuyaux en fonte	27
IV.4.1.2. Tuyaux en acier	28
IV.4.1.3. Tuyaux en P.E.H.D	28
IV.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution	28
IV.5.1. Détermination des débits du réseau.....	29

IV.5.1.1. Calcul des débits en route.....	29
IV.5.1.2. Détermination du débit spécifique	29
IV.5.1.3. Calcul des débits en route pour chaque tronçon	30
IV.5.1.4. Les débits aux nœuds (nodaux)	30
1. Cas de pointe	31
2. Cas de pointe plus incendie	33
IV.6. Vérification de la vitesse dans le réseau.....	35
IV.7. Calcul du réseau maillé	35
IV.7.1. Détermination du débit correctif	36
IV.7.1.1- Principe de la méthode de HARDY –CROSS	37
IV.7.1.2. Calcul du débit correctif	37
IV.7.2. Calcul du réseau	38
IV.7.3. Capacités pour la Modélisation Hydraulique	38
IV.7.4. Formule utilisé	39
IV.8. État des Nœuds du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe).....	40
IV.9. État des Arcs du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe)	41
IV.10. État des Nœuds du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe + Incendie).....	43
IV.11. État des Arcs du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe + incendie).....	44
IV.12. Interprétation des résultats	48
IV.12.1. Cas de pointe	48
IV.12.2. Cas de pointe plus incendie	48
IV.13. Equipement du réseau de distribution	48
IV.13.1. Type de canalisations	48
IV.13.2. Appareil et accessoires du réseau.....	49
Conclusion	51

Chapitre V :

Les réservoirs

Introduction	52
V.1. Rôle des réservoirs	52
V.2. Fonctions des réservoirs	52
V.2.1. Fonctions techniques des réservoirs.....	52
V.2.2. Fonctions économiques	52

V.3. Emplacement des réservoirs	52
V.4. Choix du type du réservoir	53
V.5. Equipement du réservoir.....	53
V.5.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation	54
V.5.2. Conduite de départ ou de distribution	54
V.5.3. Conduite du trop-plein	55
V.5.4. Conduite de décharge ou de vidange	55
V.5.5. Conduite by-pass.....	56
V.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	56
V.6. Détermination de la capacité du réservoir	56
V.6.1. Principe de calcul	56
V.6.2. Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation.....	57
V.6.3. Détermination de la capacité de la bêche de reprise	59
V.7. Dimensionnement du réservoir	58
V.8. Entretien des réservoirs	60
V.9. Applications et sécurité	60
Conclusion	61

Chapitre VI :

Etude de l'adduction

Introduction	62
VI.1. Type d'adduction	62
VI.1 .1. Adduction gravitaire	62
VI.1.2. Adduction par refoulement	62
VI.1.3. Adduction mixte	62
VI.2. Choix du trace	62
VI.3. Choix de type de tuyau	63
VI.4. Profil d'une adduction	64
VI.5. La ligne piézométrique	64
VI.6. L'air dans la tuyauterie.....	64
VI.7. Etude technico-économique de l'adduction	65
VI.7.1. Pertes de charges.....	65
VI.7.1.1. Pertes de charges linéaires.....	66
VI.7.1.2. Pertes de charges singulières.....	66
VI.7.1.3. Pertes de charges totales.....	66
VI.7.2. Détermination de la hauteur manométrique totale.....	67
VI.7.3. Puissance absorbé par la pompe	67

VI.7.4. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.....	67
VI.7.5. Les frais d'exploitation.....	67
VI.7.6. Frais d'annuité.....	68
VI.7.7. Frais d'amortissement	68
VI.7.8. Le bilan (prix total).....	68
VI.8. Calcul de la conduite d'adduction.....	68
VI.8.1. Données de base.....	68
VI.8.2. Application.....	69
VI.8.2.1. Vérification de la vitesse.....	69
VI.8.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale	69
VI.8.2.3. Puissance absorbé par la pompe.....	70
VI.8.2.4. Calcul de l'énergie consommée annuellement par pompe.....	70
VI.8.2.5. Les frais d'exploitation.....	70
VI.8.2.6. Frais d'amortissement.....	71
VI.8.2.7. Le bilan (prix total)	71
VI.9. Station de pompage.....	73
VI.9.1 Critère de choix du nombre de pompe.....	73
VI.10. Déterminations du nombre de pompe.....	74
V.11. Courbes caractéristiques des pompes.....	74
VI.11.1. Caractéristique la Pompe PM 100/ 4A.....	75
VI.11.1.1. Pompe	75
VI.12. Point de fonctionnement d'une pompe.....	76
VI.13. Courbe caractéristique de la conduite.....	76
VI.14. Génie civil de la station de pompage.....	79
VI.14.1. Bâtiment de la station de pompage.....	80
VI.14.2. Calcul génie civil.....	80
VI.14.2.1. Epaisseur des murs du bâtiment	80
VI.14.2.2. La hauteur du bâtiment.....	81
VI.14.2.3. La longueur du bâtiment.....	81
VI.14.2.4. La largeur du bâtiment.....	81
VI.14.2.5. Dimensions des portes.....	82
VI.14.2.6. Dimensionnement des fenêtres.....	82
VI.14.2.7. Dimensionnement des marches d'escalier.....	82
Conclusion.....	83

Chapitre VII :

Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

Introduction.....	84
VII.1. Définition.....	84
VII.2. Les risque dus aux coups de bélier.....	84
VII .2.1. Fortes pressions.....	85
VII .2.2. Pression négative.....	85
VII .2.3. Fatigues des conduites.....	85
VII.3. Interprétation physique du coup de bélier.....	85
VII.4. Moyen de protection contre le coup de bélier.....	87
VI.4.1. Réservoirs d'air	88
VII.4.2. Les cheminées d'équilibre	88
VII.4.3. Soupape de décharge.....	88
VII.4.4. Volant d'inertie.....	88
VII.5. Etude du coup de bélier.....	89
VII.5.1. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	89
VII.5.1.1. La charge tenant compte du coup de bélier.....	90
VII.5.1.2. La charge statique absolue.....	90
VII.5.1.3. La charge maximale absolue.....	90
VII.5.2. Calcul de la célérité d'onde C	90
Conclusion.....	94

Chapitre VIII :

Organisation de chantier

Introduction	95
VIII.1. Différents travaux à entreprendre	95
VIII.1.1. Travaux concernant le réseau et l'adduction.....	95
VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	96
VIII.1.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et le réseau.....	97
VIII.1.3.1. Déblais d'excavation.....	97
VIII.1.4. Déblais d'excavation de la conduite d'adduction et le réseau.....	98

VIII.1.5. Volume de lit de sable.....	98
VIII.1.6. Volume de l'ensemble des conduites.....	99
VIII.1.7. Remblais compacté	100
VIII.1.7. Calcul du volume des travaux de la station de pompage.....	101
VIII.1.7.1. Calcul des couts des travaux.....	105
VIII.1.8. Engins utilisés.....	105
VIII.1.8.1. La niveleuse	106
VIII.1.8.2. La pelle et le chargeur ou la chargeuse	106
VIII.1.8.3. Les engins de transport des matériaux.....	107
VIII.1.8.4. Matériels de compactage.....	107
Conclusion.....	108

Conclusion générale.

La liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la ville

Tableau N°I.1 : Caractéristiques de la poste.....	5
Tableau N°I.2 : Températures moyennes, minimales et maximales mensuelle.....	5
Tableau N° I.3 : Vitesses moyennes des vents.....	6
Tableau N°I.4 : La caractéristique la bâche de reprise.....	6

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

Tableau N°II.1 : Tableau estimatif de la population à l'année de référence de la zone d'étude.....	9
Tableau N°II.2: Population future de la zone d'étude.....	9
Tableau N° II.3 : Consommation moyenne de la population.....	11
Tableau N° II.4 : Evaluation des besoins administratifs.....	11
Tableau N° II.5 : Evaluation des besoins sanitaires.....	12
Tableau N° II.6: Evaluation des besoins scolaires.....	12
Tableau N° II.7 : Evaluation des besoins socioculturels.....	13
Tableau N°II.8 : Evaluation des besoins commerciaux.....	13
Tableau N°II.9 : Evaluation des besoins d'arrosage.....	14
TableauN°II.10:Récapitulation des besoins en eaux de ville.....	14

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Tableau N°III.1: Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville..	17
Tableau N°III.2 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau N° III.3: β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau N° III.4.: Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la ville	19
Tableau N° III.5:Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	21
Tableau N°III.6: Variation des débits horaires de la ville.....	22

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau N° IV.1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).....	30
Tableau N° IV.2:Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).....	31

Tableau N° IV.3: Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe plus incendie).....	33
Tableau N° IV.4 : Calcul la pression de service.....	40
Tableau N° IV.5: Calcul les paramètres hydrauliques.....	41
Tableau N° IV.6 : Calcul la pression de service.....	43
Tableau N° IV.7: Calcul les paramètres hydrauliques.....	44

Chapitre V : Les réservoirs

Tableau N°V.1 : Détermination de la capacité de réservoir.....	58
---	----

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Tableau N° VI.1: Calcul de la hauteur manométrique.....	69
Tableau N° VI.2: Calcul de la puissance absorbé.....	70
Tableau N° VI.3: Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.....	70
Tableau N° VI.4 : Détermination des frais d'exploitation	71
Tableau N° VI.5 : Détermination du montant d'amortissement.....	71
Tableau N° VI.6 : Détermination du prix total. (Bilan).....	72
Tableau N° VI.7 : Caractéristiques de la station de pompage SP.....	73
Tableau N° VI.8: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	74
Tableau N° VI.9: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	77
Tableau N° VI.10: Choix du type du bâtiment.....	80
Tableau N° VI.11: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	82

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

Tableau N° VII.1: La caractéristique de conduit de refoulement.....	90
Tableau N°VII.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de l'adduction de refoulement.....	91

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau N° VIII.1: Calcul du volume des déblais.....	98
Tableau N° VIII.2: Calcul du volume du lit de sable.....	99
Tableau N° VIII.3: Calcul du volume des conduites (l'adduction+réseau).....	100
Tableau N°VIII.4: Calcul du Volume de remblais de (l'adduction+réseau).....	101
Tableau N°VIII.5: Volumes des travaux de (l'adduction + réseau).....	101

Tableau N°VIII.6: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	101
Tableau N°VIII.7: les travaux de la station de pompage.....	104
Tableau N°VIII.8: Coût des travaux de l'adduction + réseau.....	105
Tableau N°VIII.9: Coût des travaux de la station de pompage.....	105

La liste des figures :

Chapitre I : Présentation de la ville

Figure N° I.01: Communes limitrophes de Yahia Beni Guecha.....	1
Figure N° I.02: Wilaya de MILA limites administratives	2

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Figure N° III.1: Graphique de la consommation en eau de l'agglomération.....	23
Figure N° III.2: Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération....	23

Chapitre IV : Réseau de distribution

Figure N° IV.1 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour le cas de pointe.....	46
Figure N° IV.2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour le cas de pointe+incendie.....	47
Figure N° IV.3 : Poteau d'incendie.....	49

Chapitre V : Les réservoirs

Figure N°V.1 : Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	54
Figure N°V.2 : Conduite de distribution.....	55
Figure N°V.3 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	55

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Figure N° VI.1 : L'emplacement des ventouses.....	64
Figure N° VI.2 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.....	72
Figure N°VI.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM100/4A.....	75
Figure N°VI.4: Point de fonctionnement de la pompe.....	78
Figure N°VI.5: Electropompe sur socle.....	79

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

Figure N° VII.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.....	87
Figure N° VII.2 : le réservoir anti-bélier.....	93

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure N° VIII.1: La niveleuse.....	106
Figure N° VIII.2: La pelle hydraulique	106
Figure N° VIII.3: Le chargeur.....	106
Figure N° VIII.4: Les engins de transport.....	107
Figure N° VIII.5: Compacteur à rouleau lisse.....	107

Liste des planches :

- Planche n°1** : Plan de masse de la commune de YAHIA BENI GUECHA
(W. MILA)
- Planche n°2** : Profil en long de l'adduction (SP—R500).
- Planche n°3** : Profil en long de la conduite de distribution (R—17).
- Planche n°4** : Profil en long de la conduite de distribution (R—18).
- Planche n°5** : Les accessoires dans un réseau d'alimentation en eau potable.

Introduction générale :

L'eau, élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme, de part son mode de vie et ses activités, la sédentarisation de l'espèce humaine dépendait principalement de la proximité des points d'eau, formant ainsi des communautés qui n'ont cessé de se développer jusqu'à l'état actuel de notre civilisation. L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable croissante.

Vu que la quantité d'eau disponible décroît d'année en année, nous devons réfléchir à des solutions et des stratégies pour assurer la consommation d'eau journalière nécessaire à tous les consommateurs.

Les quantités d'eau, en Algérie, sont pour l'instant peut suffisantes grâce à la mobilisation des eaux de surfaces, des eaux souterraines et même des eaux conventionnelles, mais à l'avenir, il ne sera plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau en lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude d'un système d'alimentation en eau potable de la ville de **YAHIA-BENI GUECHA** (wilaya de **MILA**).

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par une présentation succincte de la ville, l'estimation des besoins de la ville, variation de la consommation, réseau de distribution, étude des ouvrages de stockage, de l'adduction, la protection du réseau contre le coup de bélier, l'organisation des différents opérations aboutissant à la réalisation du projet.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA VILLE

Chapitre I : Présentation de la ville

Introduction :

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

I.1. Situation géographique :

Le centre de **YAHIA BENI – GUECHA** chef-lieu de la commune est rattaché à la Daira de FERDJIOUA Wilaya de **MILA**, elle est située dans le bassin versant de ferdjioua, faisant partie des hautes plaines constantinoises. Elle est limitée par djebel **SKHOUNA** et djebel **HADID** dont les altitudes ont respectivement 1150 m et 886 m NGA, formant un couloir entre ces deux ensemble montagneux, la zone se situe a une altitude moyenne comprise entre 450 m et 500 m NGA, Elle est comprend des agglomérations secondaires : Fadlia, Ouled Bazer et El Khlfi.

La commune de **YAHIA BENI GUECHA** sur une superficie de 40590 m², distant de 35km à l'ouest de Mila par la RN79 et 7 km de Ferdjioua, elle est limitée par les communes :

La commune de ROUACHED au nord

La commune de BOUHATEM au sud

La commune de TIBERGUENT à l'est

La commune de FERDJIOUA à l'ouest

Les coordonnées de Lambert de la commune sont les suivantes :

$X_1=775.95$ km

$Y_1=330.29$ km

$X_2=774.33$ km

$Y_2=346.25$ km

Les limites bien représentées par la figure (I.1) suivante :

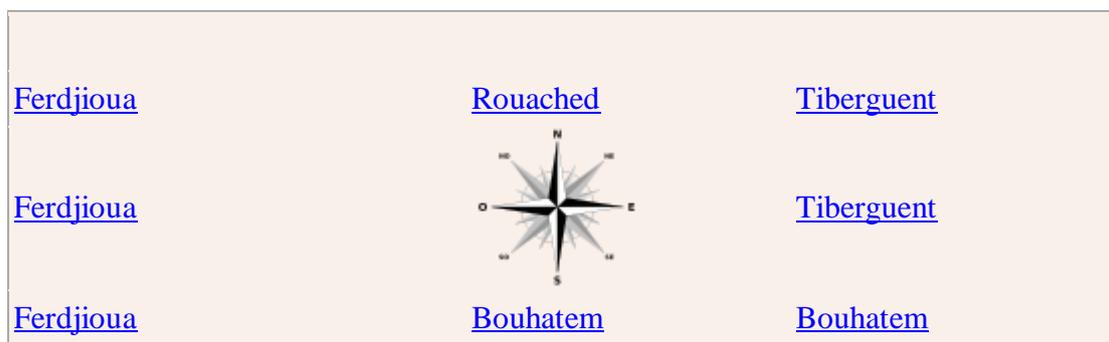


Figure N° I.01 : Communes limitrophes de Yahia Beni Guecha

WILAYA DE MILA LIMITES ADMINISTRATIVES

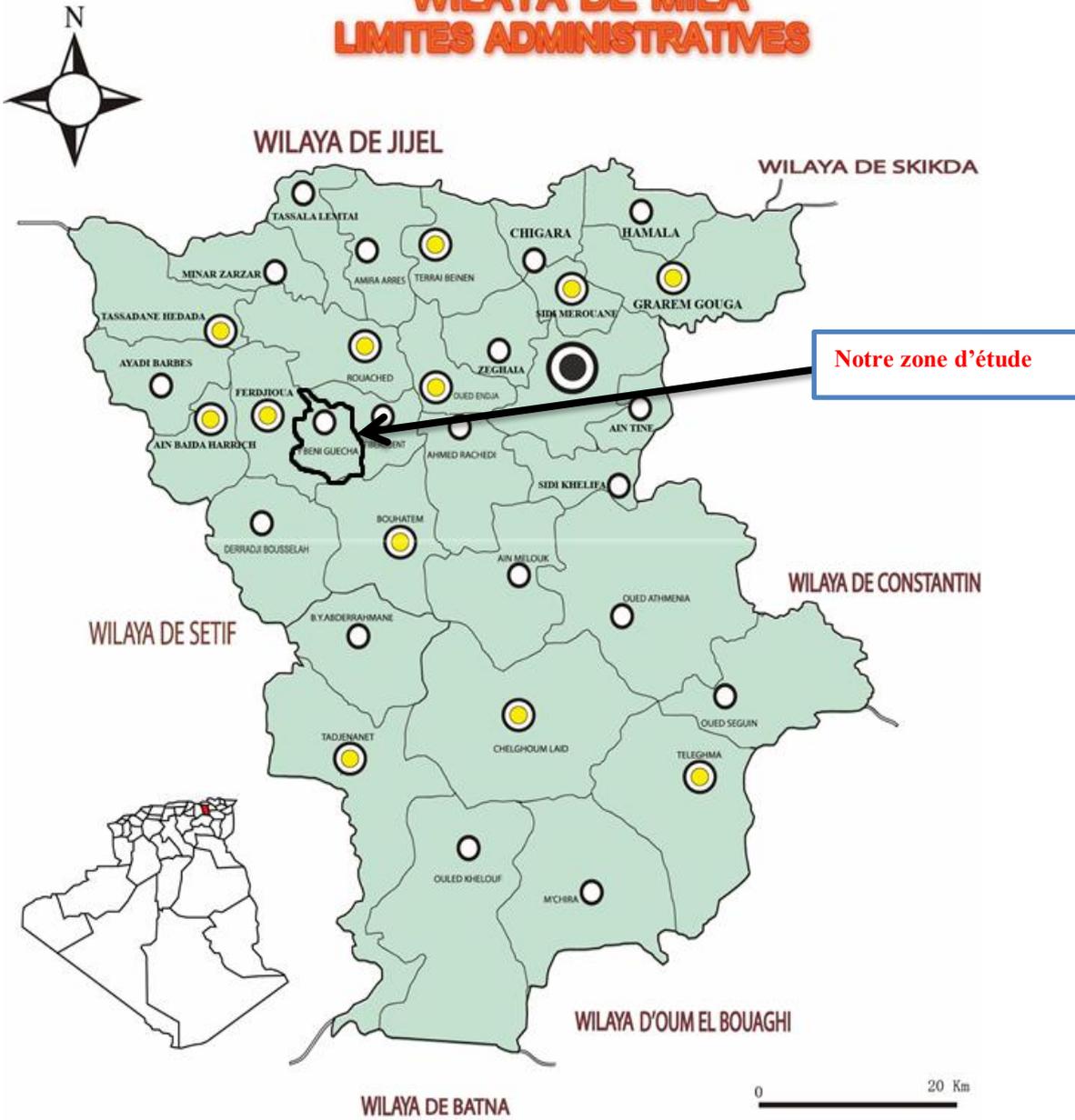


Figure N° I.02: Wilaya de MILA limites administratives

Source : A.P.C de BENI GUECHA (W.MILA).

Chapitre I : Présentation de la ville

I.2. Analyse du milieu naturel :

I.2.1. Topographie :

La ville de **YAHIA BENI GUECHA** est caractérisée par une moyenne dénivelée dont les Altitudes varient de : 508.5m à 432 m du OUEST vers le EST.

I.2.2. Géologie :

La région de YAHIA BENI GUECHA (la zone d'étude) est caractérisée par trois ensembles de formation géologique qui affleurent d'une façon plus au moins régulières.

- Un ensemble de formations quaternaires. Bien développées, formées essentiellement des terres arables, de formations de pentes d'alluvions anciennes et de terrasses.
- Les formations de pentes formant de vastes placages sur les versants marneux ou Calcareux éocènes ou mio-pliocène. Les terrains moi-pliocènes s'étalent sur des Grandes surface et sont formées de marnes grises.
- Un ensemble moi-pliocènes continental à dominant argileuse
- Un ensemble allochtone tellien par la nappe de DJEMILA

La présence dominante de l'argile donne lieu à des glissements superficiels gênants pour les ouvrages linéaires du système d'alimentation en eau.

I.2.3. Hydrologie :

a. Puits et Sources :

Le réseau hydrographique est caractérisé par l'oued BOUSLAH qui prend sa source dans les massifs de FERDJIOUA et draine toutes les eaux du bassin versant et se jette à l'est de la wilaya de JIJEL sur une distance de 45 km.

La commune de YAHIA BENI GUECHA se caractérisée par deux grands talwegs qui se jettent dans l'oued BOUSEELAH.

Les eaux souterraines sont caractérisées par la résurgence de DOULKA (exploitée par la population) avec un débit variable suivant les saisons en moyenne de l'ordre 1.5 l/s et les eaux thermales (hammam BENI GUECHA) au piémont du djebel BOUCHARREF à 3 km au nord de la commune de YAHIA BENI GUECHA (zone d'étude) avec un débit de 0.1 à 0.2 l/s et une température $T=60^{\circ}\text{C}$

Chapitre I : Présentation de la ville

b. Forage :

Le forage est situé aux limites de la commune, au niveau de la cité Oued Slama le forage **F6** et positionné sur la nappe alluviale de Oued Bouselah, aux coordonnées de Lambert suivantes :

X=789.95 m **Y**=348.29 m **Z**=525.62 m

Le forage a une profondeur de 66m est équipé de :

- D'une pompe immergée KSB UPA 150-65/14, calée à une profondeur de 45 m
- D'un compteur d'eau de marque US-GALON
- Clapet anti-retour Φ .150 mm PN 14
- Vanne Φ 150 mm, PN14
- manomètre

c. Eaux superficielles :

En matière d'eau superficielle la commune est traversée par un ensemble d'oueds tel que Oued Bouselah et d'un nombre de cours d'eau à ruissellement temporaire.

I.2.4. Climat :

a. Climat :

Le climat de l'aire de l'étude est de type semi-aride caractérisé par un hiver froid et un été chaud et une irrégularité dans les précipitations.

Les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 450 mm/Ann et sont plus importantes de novembre à mai .les températures varient de 35.6° C en juillet et 2.4° C en janvier .les vents dominant sont de direction nord –ouest avec une fréquence 51.35%.

b. Pluviométrie :

Le poste pluviométrique, représentatif de la zone d'étude, retenu pour le calcul de la pluie journalière maximale, est celui de KOUDIAT TENDART, portant le code 10 02 08.

Le choix de l'adoption du poste de KOUDIAT TENDART est motivé par les critères suivants :

- Le poste de KOUDIAT TENDART est le plus proche poste exploité de la zone d'étude
- Le poste 10 02 08 de KOUDIAT TENDART regroupe une série d'observations de 25 années.
- Les caractéristiques de ce poste sont indiquées dans le tableau N°I.1 au-dessous :

Chapitre I : Présentation de la ville

Tableau N°I.1 : Caractéristiques de la poste.

Nom Du poste	Code (ANRH)	Période de fonctionnement	Nombre d'années d'observations (ans)	X (KM)	Y (KM)	Z (M)
KOUDIAT TENDART	10- 02 -08	1976 - 2001	25	788,21	340,117	635

Source : ANRH Constantine

c. Température :

La température influe directement sur le régime d'écoulement, elle augmente l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes. Pour notre zone d'étude les températures maximales, moyennes et minimales sont mentionnées ci-après (tableau N°I.2) :

Tableau N°I.2 : Températures moyennes, minimales et maximales mensuelles année 2012.

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T (C°) moy	7.1	8.6	10.6	13.1	16.8	25.3	25.3	25.5	15.7	22.8	17	11.9
T(C°) min	2.9	3.6	5.4	7.3	10.5	15.1	17.9	12.1	16.4	11.8	6.8	3.4
T(C°) max	11.3	13.3	15.8	18.9	23.1	28	32.8	32.8	29.2	22.7	17	12.1

Source : ANRH Constantine

d. Le vent :

Les vents dominants sont de secteur Nord (NE 22%, N12%, NO27%), les vitesses moyennes sont de 3m/s environ sans grande variation d'un mois sur l'autre (Les minimales à 2.5m/s et les maximales à 3.2m/s).

Les Vitesses moyennes des vents sont mentionnées ci-après (tableau N° I.3) :

Chapitre I : Présentation de la ville

Tableau N° I.3 : Vitesses moyennes des vents année 2012.

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	moy
Vent (m/s)	2.41	2.71	2.59	2.32	2.18	2.05	2.12	2.08	1.74	2.07	2.29	2.71	2.28

Source : ANRH Constantine

I. 3. Les réservoirs :

Le stockage existant s'élève a 700m^3

- *Premier réservoir de 500m^3* : c'est un réservoir semi-enterré alimenté à partir d'un bache (la source), réalisée en 1998, son état est bon, sa cote est :

Cote de terrain naturel de : CTN 508.5 m.

Cote de trop plein de : CTP 512.5 m.

- *Deuxième réservoir de 200m^3* : c'est une bache d'eau qui remplit le réservoir d'alimentation.

Les caractéristiques de la bache de reprise donnée par le tableau I.4 :

Tableau N°I.4 : La caractéristique la bache de reprise

Cote radiers(m)	Capacité (m^3)	Géométrie	Type
451.55	200	rectangulaire	Semi enterré

Chapitre I : Présentation de la ville

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la commune de **YAHIA BENI GUECHA**. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un nouveau réseau de la commune de **YAHIA BENI GUECHA** afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération.

CHAPITRE II

CALCUL DES BESOINS EN EAU

Chapitre I : Calcul des besoins en eau

II.1. Introduction :

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

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...).

Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

II.2. Estimation de la population future :

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont conçus pour satisfaire les besoins à long terme, c'est pour cette raison qu'on doit estimer la population à un horizon futur en se basant sur la formule des intérêts composés ci-après :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu.
- P_0 : population de base ou de l'année de référence.
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence.
- T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :
 - Du niveau de vie de la population
 - Du développement socioculturel

II.2.1. Evaluation de la population actuelle:

Pour éviter toute sous-estimation de la population future, nous supposons pour le calcul que les 1036 logements sont habités en totalité, avec un taux d'occupation (TOL) de 7 personnes par logement (d'après le recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008), D'où :

$$\text{Le nombre d'habitants} = \text{TOL} * \text{nombre de logements}$$

Chapitre I : Calcul des besoins en eau

Tableau N°II.1 : Tableau estimatif de la population à l'année de référence de la zone d'étude.

nombre de logements	TOL (pers/logt)	Le nombre d'habitants
1036	7	7252

II.2.2. Evaluation de la population future :

Le choix de l'horizon dépend de la durée de vie du réseau d'Alimentation en eau potable, qui est fonction des matériaux des conduites du réseau et de son entretien, pour notre étude nous considérons une durée de 23ans.

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, le taux d'accroissement de la ville de Yahia Beni guecha est égal à 3.2 %. (Source l'APC).

Par application de la formule (1), Les résultats sont indiqués dans le tableau II.2 ci-après :

Tableau N°II.2: Population future de la zone d'étude.

Nombre d'habitants Année 2008	Taux d'accroissement(%)	Nombre d'années	Nombre d'habitants année 2031
7252	3.2	23	14965

II.3. Catégories de consommation de la région d'étude :

La quantité et la qualité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération.

Pour notre cas, nous avons les:

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.

II.4. Choix de la norme unitaire de consommation :

II.4.1. Définition :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.[A]

II.4.2. Critères de choix de la norme :

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

II.5. Évaluation de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière désignée par $Q_{\text{moy.j}}$ est donnée par :

$$Q_{\text{moy.j}} = \text{Dot} * N / 1000 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

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

N: Nombre de consommateurs.

Dot: Dotation moyenne en litre/jour/consommateur.

II.5.1. Besoins domestique :

La dotation varie pour les petites agglomérations de 60 à 100 l/j/hab. et de 100 à 200 l/j/hab. pour les moyenne grandes agglomérations.

Il est jugé qu'une dotation de 150 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population pour le long terme (source : la D.H.W wilaya de Mila).les résultats sont représentés dans le tableau **II.3** ci-après :

Chapitre I : Calcul des besoins en eau

Tableau N°II.3 : Consommation moyenne de la population.

Horizon	Nombre D'habitants	Dotation (l/j/hab)	débit moy (m³ /j)	Débit moy (l/s)
2008	7252	150	1087.8	12.59
2031	14965	150	2244.75	25.98

II.5.2. Besoins administratifs :

Tableau N° II.4 : Evaluation des besoins administratifs.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m³/j)
Siège A.P.C	employé	50	15	0.75
La poste	employé	34	15	0.51
Gendarmerie	agent	36	25	0.9
Garde communale	employé	72	15	1.08
Parc A.P.C	employé	35	15	0.53
Agence des retraités	employé	15	15	0.23
Totale				4

Chapitre I : Calcul des besoins en eau

II.5.3. Besoins sanitaires :

Tableau N° II.5 : Evaluation des besoins sanitaires.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m³/j)
Centre de santé	Patient	60	20	1.2
Polyclinique	Patient	100	20	2
Maternité	lit	25	250	6.25
Totale				9.45

II.5.4 : Besoins scolaires :

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité , le tableau

II.6 résume les résultats.

Tableau N° II.6: Evaluation des besoins scolaires.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m³/j)
3 Ecole fondamentale	élève	1103	15	16.55
C.E.M	élève	880	15	13.2
Totale				29.75

Chapitre I : Calcul des besoins en eau

II.5.5. Besoins socioculturels :

Tableau N° II.7 : Evaluation des besoins socioculturels.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m³/j)
3Mosquée	fidèle	3500	20	90
Bibliothèque	lecteur	120	15	1.8
Salle omnisport	m ²	3008	5	15.04
Aire de jeux	m ²	2181	5	10.91
stade	vistière	1	10000	10
Totale				127.75

II.5.6. Besoins commerciaux :

Tableau N° II.8 : Evaluation des besoins commerciaux.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m³/j)
Marché	m ²	400	5	2
Centre commerciale	m ²	5171	5	25.86
Restaurant	repas	500	30	15
Cafés	client	2000	10	20
Boutique	m ²	2000	3	6
Boulangerie	unité	3	500	1.5
Boucherie	unité	3	50	0.15
Douche publique	unité	2	28000	56
Total				126.51

Chapitre I : Calcul des besoins en eau

II.5.7. Besoins d'arrosage :

Tableau N°II.9 : Evaluation des besoins d'arrosage.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m³/j)
Jardin publique	m ²	2162	5	10.81
Jardin d'enfant	m ²	9101	5	45.51
Totale				56.32

II.6. Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins totaux en eaux de la ville de YAHIA BENI GUECHA sont donnés par le tableau suivant :

Tableau N° II.10 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	Q moy,j (m³/j)	Q moy,j (l/s)
Domestiques	2244.75	25.98
Administratifs	4	0.05
Sanitaires	9.45	0.11
Scolaires	29.75	0.34
Commerciaux	126.51	1.46
Socioculturels	107.75	1.25
Arrosage	56.32	0.65
Total	2578.51	29.84

II.7. Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit moyen journalier de la ville de Yahia Beni Guecha à l'horizon 2031, est de 2578.51 m³/j ; on voit que la consommation augmentera en 2031 car les habitudes de la commune vont changer.

CHAPITRE III

ETUDE DE VARIATION DE LA CONSOMMATION

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Introduction :

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Dans les lignes qui suivent nous essaierons de connaître la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

III.1. Variation de la consommation :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

III.2. Etude de la variation des débits journaliers :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne.

Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée K_{minj} .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Avec :

Q moyj : débit moyen journalier (m³/j).

Q maxj : débit maximum journalier (m³/j).

Q minj : débit minimum journalier (m³/j).

K maxj : varie entre 1.1 à 1.3.

K minj : varie entre 0,7 à 0,9.

Pour notre cas nous prenons K maxj =1,3 pour les besoins domestiques et 1.1 pour les autres besoins.

Pour notre cas nous prenons K minj =0,9 pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins.

Le tableau suivant représente la Récapitulation des besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville.

Tableau N°III.1 : Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville.

Catégories des besoins	Qmoy,j (m³/j)	K max,j	Qmax,j (m³/j)	Kmin,j	Qminj (m³/j)
Domestiques	2244.75	1.3	2918.18	0.9	2020.28
Administratifs	4	1.1	4.4	0.7	2.8
Scolaires	29.75	1.1	32.73	0.7	20.83
Sanitaires	9.45	1.1	10.40	0.7	6.62
Commerciaux	126.51	1.1	139.16	0.7	88.53
Socioculturels	107.75	1.1	118.53	0.7	75.43
Arrosage	56.32	1.1	61.95	0.7	39.42
Total	2578.51		3285.35		2253.91

III.3. Etude de la variation des débits horaires :

III.3.1. Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

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

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,2$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau N° III.2 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°III.2 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant*10 ³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

(L'annexe : 1)

Donc pour notre cas nous avons le nombre des habitants 14965 cas on prend $\beta_{max}=1,25$; d'où la valeur de $K_{max,h}$ sera : $K_{max,h} = 1,2 \cdot 1,25 = 1,50$.

$K_{max,h} = 1,50$

III.3.2. Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \dots\dots\dots (III.4)$$

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,6$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau N° III.3 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° III.3: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant*10 ³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

(L'annexe : 2)

Donc pour notre cas nous avons le nombre des habitant 14965 on prend $\beta_{\min} = 0,45$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera : $K_{\min,h} = 0,6 * 0,45 = 0,27$.

$K_{\min,h} = 0,27$

II.3.3. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\text{max},j} / 24 \quad \dots\dots\dots \text{(III.5)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m³ /h .
- $Q_{\text{max},j}$: débit maximum journalier en m³ /j .

Donc : $Q_{\text{moy},h} = 3285.35 / 24$

$Q_{\text{moy},h} = 136.89 \text{ m}^3$

Tableau N° III.4.: Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la ville :

La ville	$Q_{\text{moy},h}$ [m ³ /h]	K_{\min},h	Q_{\min},h [m ³ /h]	K_{\max},h	Q_{\max},h [m ³ /h]
Yahia Beni guecha	136.89	0.27	36.96	1.50	205.34

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants.

II.3.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (voir l'annexe 3).

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition dans la colonne qui concerne le nombre des habitant (entre 10000 et 50000 hab.). (Puisque le nombre d'habitants à l'année 2031 sera 14965 hab.), dont la répartition est indiquée dans le tableau N° III. 5.

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Tableau N° III.5:Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10 001à 50 000	50 001à 100 000	Plus de 100 000	Agglomération de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100	100	100	100	100

Source : (Polycop d'A.E.P de Salah Boualem).

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Tableau N°III.6: Variation des débits horaires de la ville.

Heure	Agglomération		Le débit cumulé	
	Q maxj =3285.35m3/j		Q max j	
h	%	m3/h	%	m3/h
0_1	1.5	49.28	1.50	49.28
1_2	1.5	49.28	3.27	98.56
2_3	1.5	49.28	4.91	147.84
3_4	1.5	49.28	6.55	197.12
4_5	2.5	82.13	9.28	279.25
5_6	3.5	114.99	13.10	394.24
6_7	4.5	147.84	18.01	542.08
7_8	5.5	180.69	24.01	722.78
8_9	6.25	205.33	30.83	928.11
9_10	6.25	205.33	37.65	1133.45
10_11	6.25	205.33	44.47	1338.78
11_12	6.25	205.33	51.29	1544.11
12_13	5	164.27	56.75	1708.38
13_14	5	164.27	62.20	1872.65
14_15	5.5	180.69	68.20	2053.34
15_16	6	197.12	74.75	2250.46
16_17	6	197.12	81.30	2447.59
17_18	5.5	180.69	87.30	2628.28
18_19	5	164.27	92.76	2792.55
19_20	4.5	147.84	97.67	2940.39
20_21	4	131.41	102.03	3071.80
21_22	3	98.56	105.31	3170.36
22_23	2	65.71	107.49	3236.07
23_24	1.5	49.28	109.13	3285.35
Total	100	3285.35		

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\min h} = 49.28 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 205.33 \text{ m}^3/\text{h}$$

Nous pouvons donc tracer les graphes :

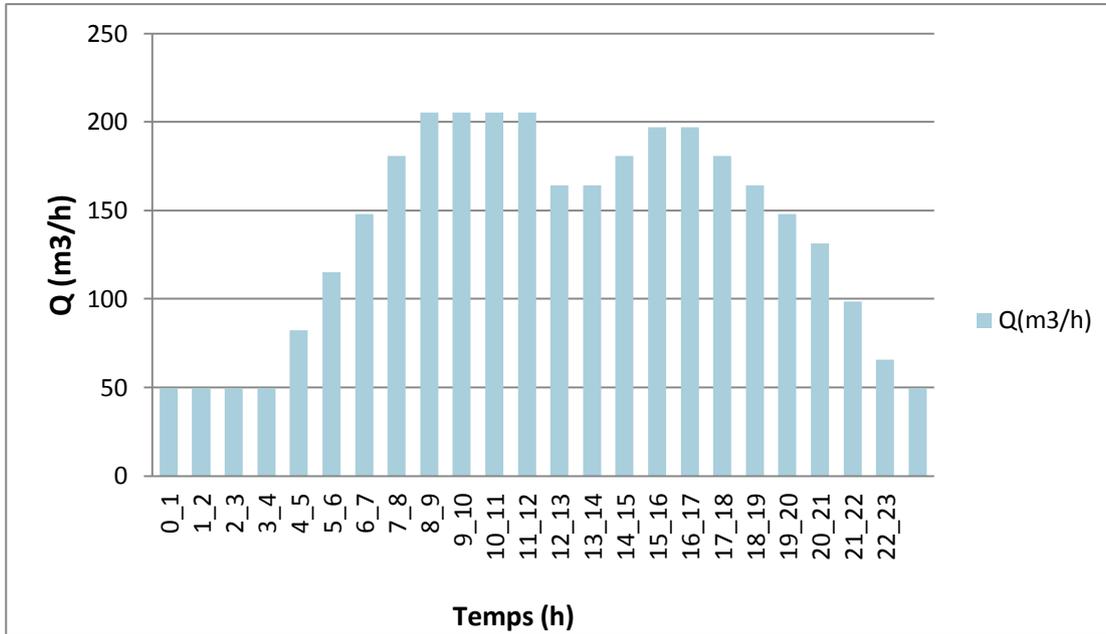
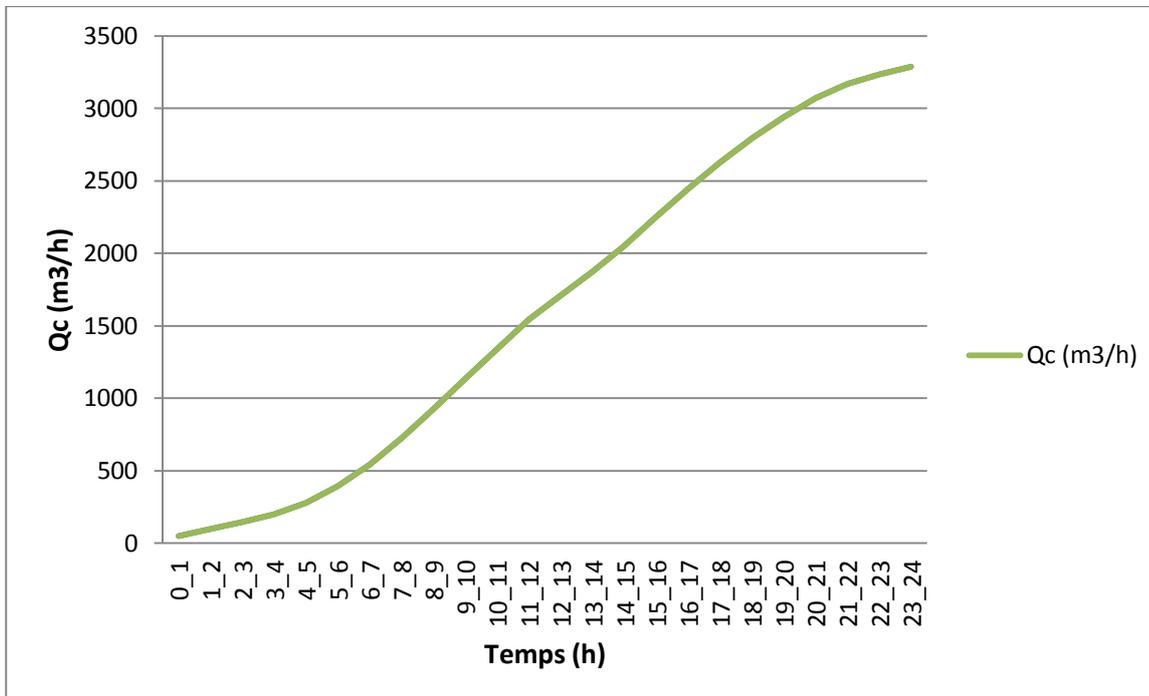


Figure N° III.1 : Histogramme de la consommation en eau de l'agglomération.



N° III.2 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.

Figure

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

CHAPITRE III

RESEAU DE DISTRIBUTION

Chapitre IV : Réseau de distribution

Introduction:

L'alimentation en eau potable d'une population se fait par l'utilisation de conduites qui constituent les réseaux. Ces réseaux peuvent être maillés ou bien ramifiées. On peut dire que les conduites prennent différents diamètres, longueurs et matière première de production à savoir les conditions du terrain et l'économie du projet.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, ces schémas seront choisis selon l'importance de l'agglomération.

IV.1. Choix du système de distribution :

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

IV.2. Classification du réseau de distribution :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

IV.2.1. Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :

IV.2.1.1. Réseau unique :

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions) [B].

IV.2.1.2. Réseau en zones étagées :

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire , lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importantes. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose [C]

Remarque :

Comme dans notre cas la dénivelée entre le point le plus haut et le point le plus bas de l'agglomération est de $508.5 - 432 = 76.5 \text{ m} = 7.6 \text{ Bars}$ alors que la limite de pression de service est de 6 bars, donc le relief moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau (réseau unique).

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.2.2. Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :

IV.2.2.1. Réseau ramifié :

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent Ce réseau n'assure aucune distribution de retour [D].

Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population d'aval soit privée d'eau.

IV.2.2.2. Réseaux maillés :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation [E].

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

Remarque :

Pour une meilleure distribution, on adopte le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet.
- Moins risque de dépôt à cause de circulation uniforme d'eau dans les conduites.

IV.3. Conception d'un réseau :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.4. Principe du tracé du réseau maillé:

Pour le tracé du réseau mixte nous devons :

- Repérer les consommateurs importants par exemple les usines et les zones de forte densité;
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau;
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.4.1. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne Jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix(2).

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

IV.4.1.1. Tuyaux en fonte :

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus des Inconvénients (5).

❖ **Avantage :**

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

❖ **Inconvénients :**

1. Sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse.

Chapitre IV : Réseau de distribution

2. Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un cout très élevé pendant la pose .
3. Mauvaise résistance au cisaillement.
4. Une durée de vie d'environ 30 ans.

IV.4.1.2. Tuyaux en acier :

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

❖ **Avantage :**

1. Résistances aux contraintes (choc, écrasement).
2. Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.
Leur principal inconvénient est la corrosion.

IV.4.1.3. Tuyaux en P.E.H.D :

❖ **Avantage :**

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

❖ **Inconvénient :**

1. Nécessite une grande technicité pour la jonction.

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

IV.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.5.1. Détermination des débits 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 calcule le débit route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.

IV.5.1.1. Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$\sum Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

Q_{cons} : Débit de pointe de consommation en (l/s).

$\sum Q_{\text{r}}$: Débit route global (l/s).

$\sum Q_{\text{conc}}$: Somme des débits concentrés (l/s).

D'après le tableau N° III.6 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 12h.

$$Q_{\text{cons}} = 205.33 \text{ m}^3/\text{h} = 57.04 \text{ l/s} \quad \text{et} \quad \sum Q_{\text{conc}} = 0 \text{ l/s} \text{ (pas des débits concentrés)}$$

$$\sum Q_{\text{route}} = 57.04 - 0 = 57.04 \text{ l/s}$$

IV.5.1.2. Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons du réseau :

$$Q_{\text{sp}} = \sum Q_{\text{r}} / \sum L_i \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

Q_{spi} = Débit spécifique (l/s/ml).

$\sum L_i$ = Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

$$\text{Donc :} \quad Q_{\text{sp}} = 57.04/6819.9 = 0.0084 \text{ l/s/ml}$$

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau IV.1 ci-après :

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau IV.1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Heures de pointe	Q _{cons}		Q _{conc} (l/s)	Q _{route} (l/s)	Σ L _i	Q _{sp} (l/s/ml)
	m ³ /h	l/s				
	205.33	57.04	0	57.04	6819.9	0.0084

IV.5.1.3. Calcul des débits en route pour chaque tronçon :

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte} = q_{sp} * L_i \dots\dots\dots (IV.3)$$

Q_{rte} : Exprime en (l/s)

IV.5.1.4. Les débits aux nœuds (nodaux) :

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

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

Q_{n,i} : Débit au nœud i (l/s)

ΣQ_{ri-k} : Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)

ΣQ_{conc} : Somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nuls.

Remarque :

Tant que l'agglomération est allongé avec une dénivelé moyenne on doit faire la distribution à l'aide d'un réseau maillé, pour cela on peut faire la distribution de l'agglomération par le réseau unique ,donc la zone est alimente par le réservoir élevée (système réservoir en tête).

Chapitre IV : Réseau de distribution

1. Cas de pointe :

Tableau N° IV.2:Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

Cas de pointe					
N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Q route (l/s)	Q nœud (l/s)
I	II	III	IV	V	VI
R	R--1	--	--	--	--
1	1--2	104.40	0.0084	0.873	1.235
	1--3	190.90	0.0084	1.597	
2	2--1	104.40	0.0084	0.873	1.120
	2--4	163.40	0.0084	1.367	
3	3--1	190.90	0.0084	1.597	2.828
	3--4	252.60	0.0084	2.113	
	3--5	232.70	0.0084	1.946	
4	4--2	163.40	0.0084	1.367	2.252
	4--3	252.60	0.0084	2.113	
	4--6	122.60	0.0084	1.025	
5	5--3	232.70	0.0084	1.946	3.610
	5--6	314.40	0.0084	2.629	
	5--7	316.10	0.0084	2.644	
6	6--4	122.60	0.0084	1.025	3.386
	6--5	314.40	0.0084	2.629	
	6--8	372.70	0.0084	3.117	
7	7--5	316.10	0.0084	2.644	4.443
	7--8	461.00	0.0084	3.855	
	7--9	285.30	0.0084	2.386	
8	8--6	372.70	0.0084	3.117	4.270
	8--7	461.00	0.0084	3.855	
	8--10	187.40	0.0084	1.567	
9	9--7	285.30	0.0084	2.386	4.084
	9--10	418.10	0.0084	3.497	
	9--11	273.20	0.0084	2.285	

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite de tableau N° IV.2: Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

Cas de pointe					
N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Q route (l/s)	Q nœud (l/s)
I	II	III	IV	V	VI
10	10--8	187.40	0.0084	1.567	3.354
	10--9	418.10	0.0084	3.497	
	10--12	196.50	0.0084	1.643	
11	11--9	273.20	0.0084	2.285	3.990
	11--12	343.80	0.0084	2.875	
	11--13	337.30	0.0084	2.821	
12	12--10	196.50	0.0084	1.643	3.523
	12--11	343.80	0.0084	2.875	
	12--14	302.30	0.0084	2.528	
13	13--11	337.30	0.0084	2.821	4.067
	13--14	344.20	0.0084	2.879	
	13--15	291.20	0.0084	2.435	
14	14--12	302.30	0.0084	2.528	4.009
	14--13	344.20	0.0084	2.879	
	14--16	312.30	0.0084	2.612	
15	15--13	291.20	0.0084	2.435	3.573
	15--16	201.00	0.0084	1.681	
	15--17	362.30	0.0084	3.030	
16	16--14	312.30	0.0084	2.612	3.219
	16--15	201.00	0.0084	1.681	
	16--18	256.40	0.0084	2.144	
17	17--15	362.30	0.0084	3.030	2.258
	17--18	177.80	0.0084	1.487	
18	18--16	256.40	0.0084	2.144	1.816
	18--17	177.80	0.0084	1.487	
					57.036

Remarque :

Le signe (--) désigne : du nœud...au nœud... .

2. Cas de pointe plus incendie :

Chapitre IV : Réseau de distribution

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 (17l/s) se trouve au nœud N°4.

Tableau N° IV.3:Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe plus incendie)

Cas de pointe + incendie					
N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Q route (l/s)	Q nœud (l/s)
I	II	III	IV	V	VI
R	R--1	--	--	--	--
1	1--2	104.40	0.0084	0.873	1.235
	1--3	190.90	0.0084	1.597	
2	2--1	104.40	0.0084	0.873	1.120
	2--4	163.40	0.0084	1.367	
3	3--1	190.90	0.0084	1.597	2.828
	3--4	252.60	0.0084	2.113	
	3--5	232.70	0.0084	1.946	
4	4--2	163.40	0.0084	1.367	19.252
	4--3	252.60	0.0084	2.113	
	4--6	122.60	0.0084	1.025	
5	5--3	232.70	0.0084	1.946	3.610
	5--6	314.40	0.0084	2.629	
	5--7	316.10	0.0084	2.644	
6	6--4	122.60	0.0084	1.025	3.386
	6--5	314.40	0.0084	2.629	
	6--8	372.70	0.0084	3.117	
7	7--5	316.10	0.0084	2.644	4.443
	7--8	461.00	0.0084	3.855	
	7--9	285.30	0.0084	2.386	
8	8--6	372.70	0.0084	3.117	4.270
	8--7	461.00	0.0084	3.855	
	8--10	187.40	0.0084	1.567	

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite de tableau N° IV-3: Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe incendie)

Cas de pointe + incendie					
N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Q route (l/s)	Qnœud (l/s)
I	II	III	IV	V	VI
9	9--7	285.30	0.0084	2.386	4.084
	9--10	418.10	0.0084	3.497	
	9--11	273.20	0.0084	2.285	
10	10--8	187.40	0.0084	1.567	3.354
	10--9	418.10	0.0084	3.497	
	10--12	196.50	0.0084	1.643	
11	11--9	273.20	0.0084	2.285	3.990
	11--12	343.80	0.0084	2.875	
	11--13	337.30	0.0084	2.821	
12	12--10	196.50	0.0084	1.643	3.523
	12--11	343.80	0.0084	2.875	
	12--14	302.30	0.0084	2.528	
13	13--11	337.30	0.0084	2.821	4.067
	13--14	344.20	0.0084	2.879	
	13--15	291.20	0.0084	2.435	
14	14--12	302.30	0.0084	2.528	4.009
	14--13	344.20	0.0084	2.879	
	14--16	312.30	0.0084	2.612	
15	15--13	291.20	0.0084	2.435	3.573
	15--16	201.00	0.0084	1.681	
	15--17	362.30	0.0084	3.030	
16	16--14	312.30	0.0084	2.612	3.219
	16--15	201.00	0.0084	1.681	
	16--18	256.40	0.0084	2.144	
17	17--15	362.30	0.0084	3.030	2.258
	17--18	177.80	0.0084	1.487	
18	18--16	256.40	0.0084	2.144	1.816
	18--17	177.80	0.0084	1.487	

IV.6. Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité. Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

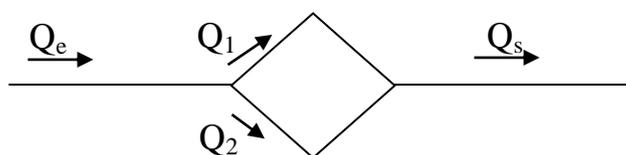
IV.7. Calcul du réseau maillé par la méthode de

« HARDY – CROSS »

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY – CROSS, qui par ajustement successif permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

➤ 1^{ère} lois des nœuds (1^{ère} lois de KIRCHOUFF) :



Avec :

Q_e : Débit entrant.

Q_s : Débit sortant

Les débits entrants dans un nœud quelconque est égal à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s \dots\dots\dots (IV.5)$$

➤ 2^{ème} lois des mailles (2^{ème} lois de KIRCHOFF)

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$Q = V \cdot S = 4 \cdot V / \pi D^2 \dots\dots\dots (IV.6)$$

Chapitre IV : Réseau de distribution

$$\boxed{V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}} \text{ m/s} \dots\dots\dots (IV.7)$$

- V: La vitesse d'écoulement
- S: La section de la conduite

Enfin

$$\Delta H_T = 8 \cdot L_e \cdot \frac{\lambda Q^2}{g \pi^2 D^5} \dots\dots\dots (IV.8)$$

$$\boxed{\Delta H_T = r Q^2} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Avec:

r : Résistance de la conduite.

Pour une bonne sécurité, et pour tenir compte de l'accroissement éventuel de la consommation, de l'incertitude du sens réel d'écoulement dans un réseau maillé, de la présence possible de dépôt en certains endroits, le coefficient de rugosité :

$$\varepsilon = 1 \cdot 10^{-2} \text{ mm}$$

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{100} \Delta H_{Ti} = \sum_{i=1}^{100} r_i \cdot Q_i^2 \dots\dots\dots (IV.10)$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1^{er} coup. Donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaire cette loi.

IV.7.1. Détermination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0 \dots\dots\dots (IV.11)$$

Q₀ : Débit supposé.

Q₁ : Débit corrigé.

ΔQ₀ : Débit correctif.

On a :

$$\Delta H_T = r Q_1^2 = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$\sum r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = \sum r (Q_0^2 + Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2) = 0$$

ΔQ₀ : est très petit par rapport à Q₀.

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.7.1.1- Principe de la méthode de HARDY –CROSS :

Après une répartition arbitraire, des débits ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi [lois des nœuds] on arrive à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF [loi des mailles] par approximation successive.

IV.7.1.2. Calcul du débit correctif :

On calcule les pertes de charges totales [singulière et linéaire] dans chaque tronçon de la maille de la manière suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \dots\dots\dots (IV.13)$$

$$\Delta H_l = J \cdot L = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot L \dots\dots\dots (IV.14)$$

λ : coefficient de frottement évolué par.

➤ Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left(-0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \dots\dots\dots (IV.15)$$

Les pertes de charge singulière sont estimée à 15% des pertes de charge linéaires :
Alors.

$$\Delta H_T = 0.15 \Delta H_L + \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.15 \Delta H_L \dots\dots\dots (IV.16)$$

Soit :

$$L_e = 1.15 L \text{ (La longueur équivalente)}$$

A partir de l'équation de continuité nous exprimons la vitesse en fonction des débits :

Alors : $\Delta Q_0^2 \approx 0$

Donc : $\sum r (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0) = 0$

$$\sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \cdot \Delta Q_0$$

D'où : $\Delta Q_0 = -\frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (IV.17)$

Chapitre IV : Réseau de distribution

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont :

- Correction propre à la maille considérée avec le même signe ΔQ_i
- Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Ces approximations pour chaque tronçon on l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1}

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Q soient inférieure à 0.4 (l/s), et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

IV.7.2. calcul du réseau :

Le calcul des paramètres hydraulique et les pressions sont établir par un Logiciel (EPANET)

IV.7.3. Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace.

EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.

Chapitre IV : Réseau de distribution

- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

IV.7.4. Formule utilisé :

Formule de Darcy-Weisbach

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

$$H_L = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} = 0,0827 f \frac{L}{d^5} Q^2$$

Où:

HL	=	Pertes de charges (m)
g	=	Accélération de la pesanteur (m/s ²)
L	=	Longueur du tuyau (m)
d	=	Diamètre du tuyau (mm)
v	=	Vitesse d'écoulement (m/s),
f	=	Facteur de friction
Q	=	Débit (m ³ /s)

- Le facteur de friction est fonction de (ϵ/d) et le nombre de Reynolds.
- Le coefficient de rugosité relative, exprimé en unités de longueur.

Les tableaux suivants donnent tous les résultats pour les calculs hydrauliques :

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.8. État des Nœuds du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe):

Tableau N° IV.4 : Calcul la pression de service

ID Arc	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 1	499.75	1.24	510.31	10.56
Noeud 2	496.40	1.12	509.88	13.48
Noeud 3	490.40	2.83	508.73	18.33
Noeud 4	489.75	2.25	508.03	18.28
Noeud 5	479.80	3.61	505.68	25.88
Noeud 6	482.70	3.39	506.75	24.05
Noeud 7	469.85	4.44	503.64	33.79
Noeud 8	464.00	4.27	500.67	36.67
Noeud 9	456.90	4.08	497.35	40.45
Noeud 10	456.75	3.35	499.21	42.46
Noeud 11	448.15	3.99	494.96	46.81
Noeud 12	449.75	3.52	493.72	43.97
Noeud 13	443.55	4.07	492.50	48.95
Noeud 14	446.50	4.01	490.90	44.40
Noeud 15	439.15	3.57	487.79	48.64
Noeud 16	439.60	3.22	489.13	49.53
Noeud 17	433.60	2.26	486.18	52.58
Noeud 18	435.10	1.82	486.38	51.28
Réservoir R	508.50	--	510.50	2.00

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.9. État des Arcs du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe) :

Tableau N° IV.5: Calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1-2	104.40	200.00	22.74	0.93	4.19
Tuyau 1-3	190.90	200.00	-33.06	1.36	8.3
Tuyau 2-4	163.40	160.00	21.62	1.38	11.28
Tuyau 3-4	252.60	200.00	18.05	0.74	2.75
Tuyau 3-5	232.70	125.00	12.18	1.28	13.09
Tuyau 4-6	122.60	200.00	37.42	1.53	10.43
Tuyau 5-6	314.40	200.00	-20.3	0.83	3.41
Tuyau 5-7	316.10	200.00	28.86	1.18	6.47
Tuyau 6-8	372.70	125.00	13.74	1.44	16.32
Tuyau 7-8	461.00	125.00	8.24	0.86	6.43
Tuyau 7-9	285.30	125.00	16.18	1.70	22.03
Tuyau 8-10	187.40	160.00	17.71	1.13	7.83
Tuyau 9-10	418.10	125.00	6.71	0.70	4.44
Tuyau 9-11	273.20	160.00	18.81	1.20	8.74
Tuyau 10-12	196.50	90.00	7.65	1.55	27.91
Tuyau 11-12	343.80	125.00	5.99	0.63	3.61

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite de tableau N° IV.5 : Calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 11-13	337.30	125.00	8.83	0.93	7.30
Tuyau 12-14	302.30	125.00	10.11	1.06	9.33
Tuyau 13-14	344.20	75.00	1.59	0.50	4.65
Tuyau 13-15	291.20	75.00	3.18	0.99	16.18
Tuyau 14-16	312.30	125.00	7.69	0.81	5.67
Tuyau 15-16	201.00	75.00	-1.94	0.61	6.66
Tuyau 15-17	362.30	75.00	1.55	0.48	4.44
Tuyau 16-18	256.40	75.00	-2.53	0.79	10.71
Tuyau 17-18	177.80	75.00	0.71	0.22	1.14
Tuyau R-1	240.50	400.00	57.04	0.58	0.78

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.10. État des Nœuds du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe + Incendie):

Tableau N° IV.6 : Calcul la pression de service

ID Arc	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 1	499.75	1.24	510.20	10.45
Noeud 2	496.40	1.12	509.46	13.06
Noeud 3	490.40	2.83	507.68	17.28
Noeud 4	489.75	19.25	506.28	16.53
Noeud 5	479.80	3.61	504.10	24.30
Noeud 6	482.70	3.39	505.07	22.37
Noeud 7	469.85	4.44	502.04	32.19
Noeud 8	464.00	4.27	499.05	35.05
Noeud 9	456.90	4.08	495.74	38.84
Noeud 10	456.75	3.35	497.59	40.84
Noeud 11	448.15	3.99	493.35	45.20
Noeud 12	449.75	3.52	492.11	42.36
Noeud 13	443.55	4.07	490.89	47.34
Noeud 14	446.50	4.01	489.29	42.79
Noeud 15	439.15	3.57	486.18	47.03
Noeud 16	439.60	3.22	487.52	47.92
Noeud 17	433.60	2.26	484.57	50.97
Noeud 18	435.10	1.82	484.77	49.67
Réservoir R	508.50	--	510.50	2.00

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.11. État des Arcs du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe + incendie) :

Tableau N° IV.7: Calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1-2	104.40	200.00	30.23	1.24	7.04
Tuyau 1-3	190.90	200.00	-42.57	1.75	13.22
Tuyau 2-4	163.40	160.00	29.11	1.86	19.48
Tuyau 3-4	252.60	200.00	26.45	1.08	5.52
Tuyau 3-5	232.70	125.00	13.3	1.39	15.37
Tuyau 4-6	122.60	200.00	36.3	1.49	9.86
Tuyau 5-6	314.40	200.00	-19.25	0.79	3.09
Tuyau 5-7	316.10	200.00	28.94	1.19	6.50
Tuyau 6-8	372.70	125.00	13.67	1.43	16.16
Tuyau 7-8	461.00	125.00	8.28	0.87	6.50
Tuyau 7-9	285.30	125.00	16.21	1.70	22.09
Tuyau 8-10	187.40	160.00	17.68	1.13	7.81
Tuyau 9-10	418.10	125.00	6.69	0.70	4.41
Tuyau 9-11	273.20	160.00	18.81	1.20	8.74
Tuyau 10-12	196.50	90.00	7.64	1.55	27.87
Tuyau 11-12	343.80	125.00	5.99	0.63	3.62

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite de tableau N° IV.7: Calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 11-13	337.30	125.00	8.83	0.93	7.30
Tuyau 12-14	302.30	125.00	10.11	1.06	9.32
Tuyau 13-14	344.20	75.00	1.59	0.50	4.65
Tuyau 13-15	291.20	75.00	3.18	0.99	16.18
Tuyau 14-16	312.30	125.00	7.69	0.81	5.67
Tuyau 15-16	201.00	75.00	-1.94	0.61	6.66
Tuyau 15-17	362.30	75.00	1.55	0.48	4.44
Tuyau 16-18	256.40	75.00	-2.53	0.79	10.71
Tuyau 17-18	177.80	75.00	0.71	0.22	1.14
Tuyau R-1	240.50	400.00	74.04	0.76	1.25

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour les deux cas sont représentées dans les figures IV.1 et IV.2 ci-après :

Chapitre IV : Réseau de distribution

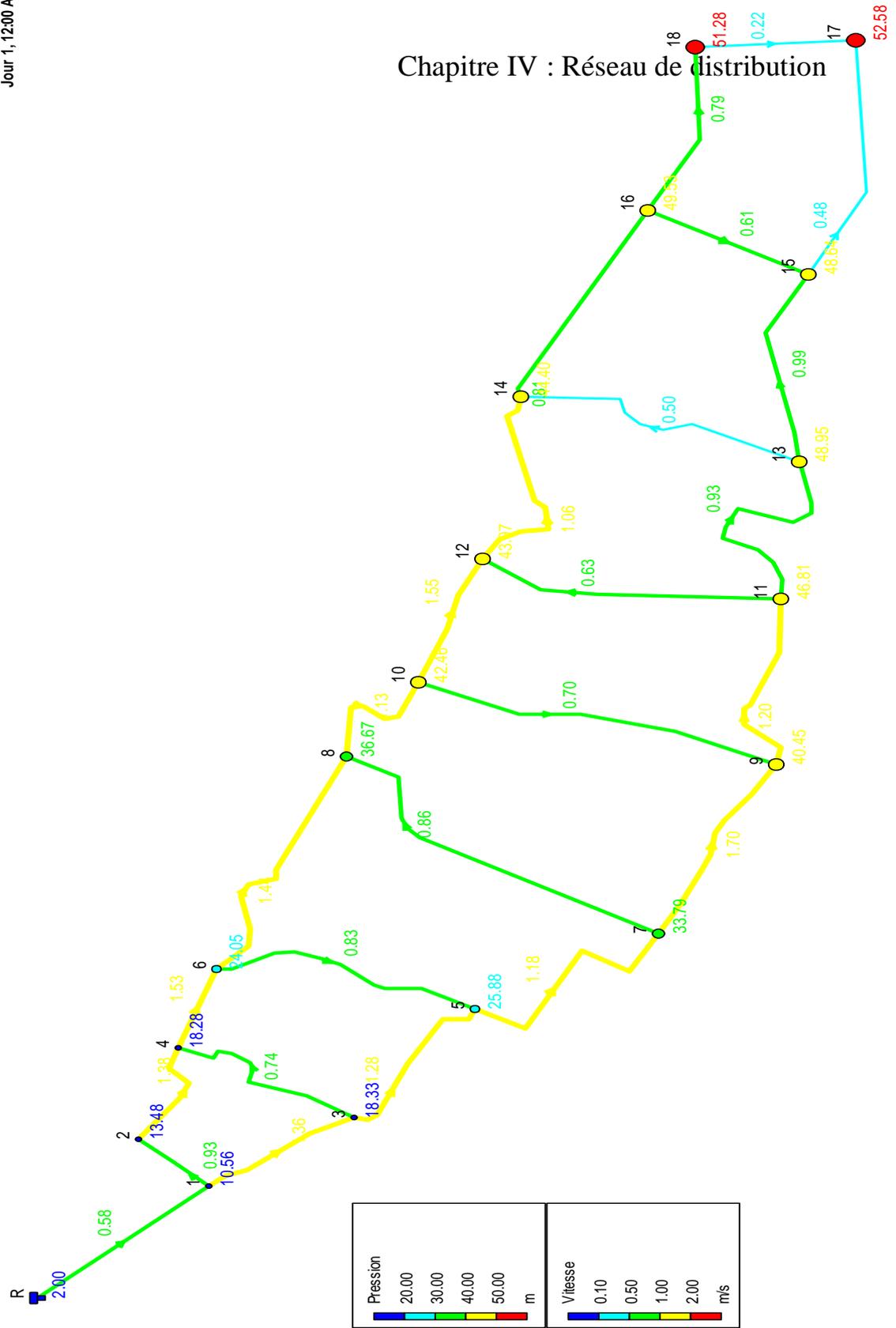


FIGURE IV.1 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour le cas de pointe

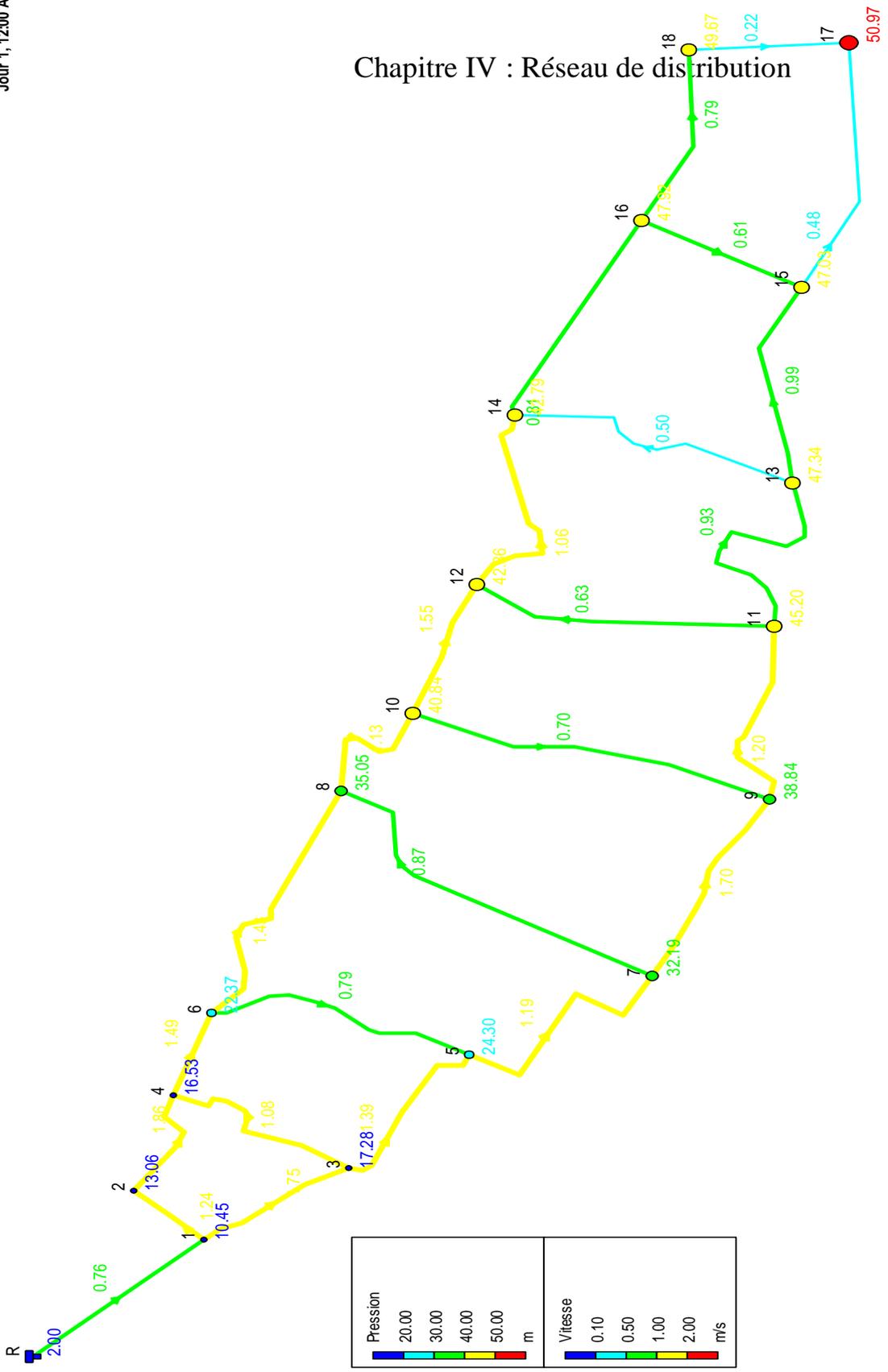


FIGURE IV.2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour le cas de point+incendie

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV.12. Interprétation des résultats :

IV.12.1. Cas de pointe :

- **Les vitesses :** Des vitesses faibles (inférieure à 0,50 m/s) ont été recensées pour deux tronçons, et ceci peut conduire à la formation des dépôts de nature minérale à l'intérieure de ces derniers. Mais ce problème ne peut être évité, par de recommander des curages périodiques et systématiques des conduites et ceci par l'ouverture, soit des robinets de vidanges, soit des poteaux d'incendie.
- **Les pressions :** Des pressions au sol qui ne dépassent pas les 60 m sur nœuds de notre réseau sont acceptables pour cela des manœuvres de fermeture partielles de vanne sur les conduites ne seront pas nécessaires de même pour les réducteurs de pressions automatiques seront inutile.

IV.12.2. Cas de pointe plus incendie :

- **Les vitesses :** Dans notre cas le point 4 (le nœud 4) se situé presque en tête du réseau, parce que il procède relativement une cote de terrain naturelle élevée. C'est pour cette raison toutes les vitesses sont similaires à celles trouvées dans le cas de pointe , sauf celles des tronçons (R-1 , 1-2 ,1-3 , 2-4 , 3-4, 3-5, 4-6,5-6,5-7,6-8) qui reliant avec les trois nœud défavorable respectivement (nœud 1, 2,3,4,5 et 6), la vitesse a augmenté pour atteindre 1.86m/s (une vitesse qui Répond toujours aux recommandations).
- **Les pressions :** Nous remarquons que les pressions dans ce cas sont légèrement faibles par rapport au cas de pointe (les même observations). En effet, la condition d'incendie se trouve satisfaite avec une pression de service égale à 10.45m de colonne d'eau dans le point plus défavorable et une vitesse équivalente à 0,76 m/s.

IV.13. Equipement du réseau de distribution :

IV.13.1. Type de canalisations :

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD de longueur qui peut atteindre 6 m pour les grands diamètres et des roulant pour les petites diamètres. les diamètre utilises dans notre réseau variant entre (75 et 400)mm

IV.13.2. Appareil et accessoires du réseau :

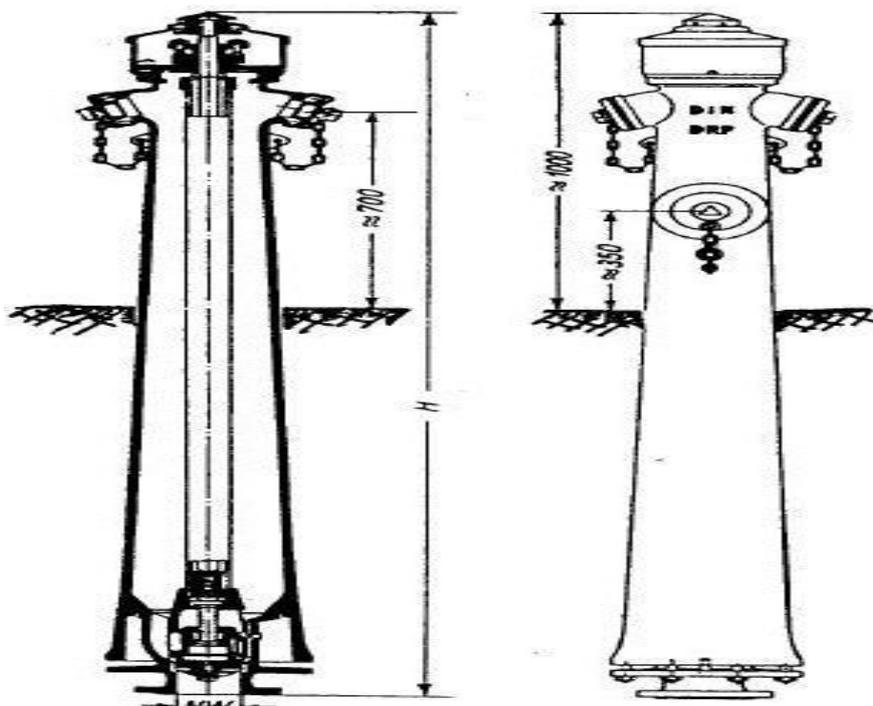
Essayons de faire un dénombrement sommaire sur les accessoires qui peuvent être utilisés pour l'équipement de notre réseau, sont les suivants :

a- Les robinets-vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement leur rôle est de permettre l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits.

b- Bouches ou poteau d'incendie :

Ils doivent être raccordés sur des conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s et une pression de 1 bar, ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.



Poteau d'incendie.

Figure N° IV .3 : Poteau d'incendie

Chapitre IV : Réseau de distribution

c- Robinets de vidange :

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

d- 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.

e- Les ventouses :

Nous prévoyons des ventouses aux endroits de chaque point haut, pour éliminer les cantonnements d'air car la présence d'air peut occasionner la coupure de la veine liquide.

f- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

g- Les cônes de réduction:

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.

h- Les Tés et les croix :

Permettent le raccordement des canalisations secondaires à la canalisation principale.

i- Les coudes :

Ce sont des pièces utilisées dans le cas de changement de la direction.

Chapitre IV : Réseau de distribution

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel EPANET. Il a été obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.

CAPITRE V

LES RESERVOIRS

Chapitre V : Les réservoirs

Introduction :

Un réservoir est une enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques), soit usée (eau d'égouts) est aussi les autres liquides que l'eau.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir est de gérer les débits selon la demande.

V.1. Rôle des réservoirs :

Les réservoirs ils constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.

V.2. Fonctions des réservoirs :

V.2.1. Fonctions techniques des réservoirs :

- Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.

V.2.2. Fonctions économiques :

Puisque le réservoir existant sont de réservoir de tête, donc il y à réduction des dépenses d'énergie.

V.3. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

Chapitre V : Les réservoirs

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau, mais ça ce n'est pas vérifié pour nos châteaux d'eau (remplissage par pompage).
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération(4).
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 - Simplicité de réalisation du coffrage.
 - Etanchéité plus facile à réaliser.

V.4. 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 inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- Soit complètement enterré.
- Soit semi enterré.
- Soit surélevé.

Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite d'arrivée.
- Conduite de trop plein.
- Conduite principale de distribution.

V.5. Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.

Chapitre V : Les réservoirs

- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'une conduite de vidange.
- D'une conduite de trop-plein.
- Du système de matérialisation d'incendie.
- D'une conduite by-pass.

V.5.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation :

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation d'écoulement par rouleaux est pour l'oxygénation de l'eau, comme notre cas (figure N°V.1).

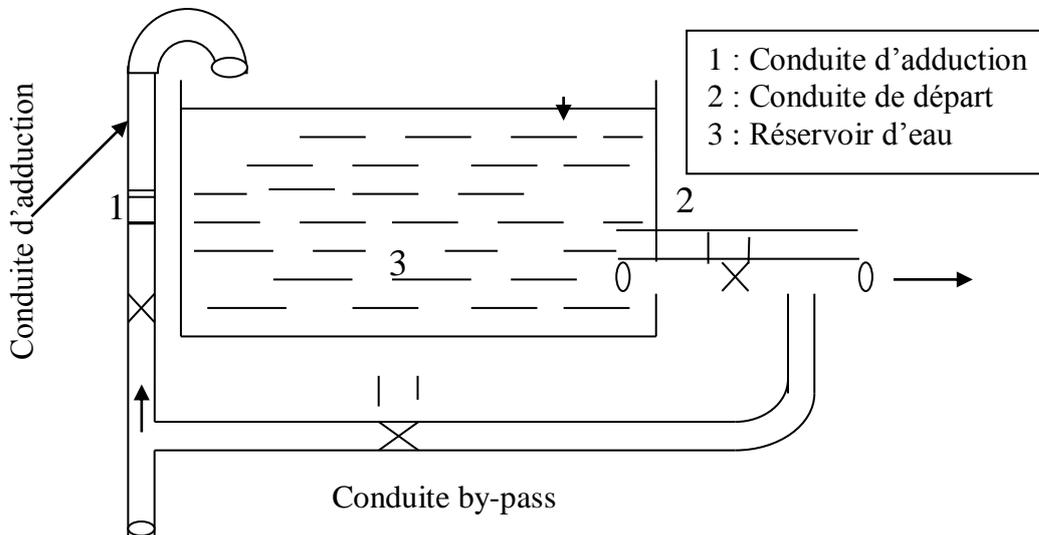


Figure N°V.1 : Conduite d'arrivé ou d'alimentation.

V.5.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. Cette conduite est équipé d'une vanne a survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite (Figure N°V.2).

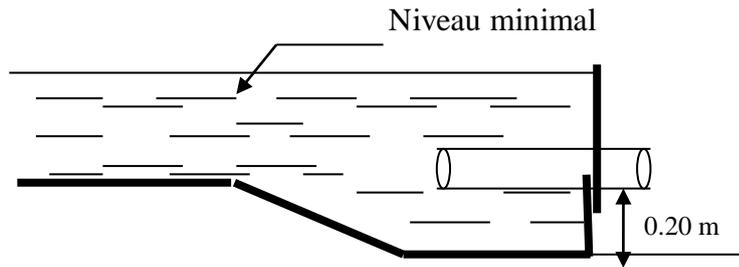


Figure N°V.2 : Conduite de distribution

V.5.3. Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve [A].

V.5.4. Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (Figure N°V.3).

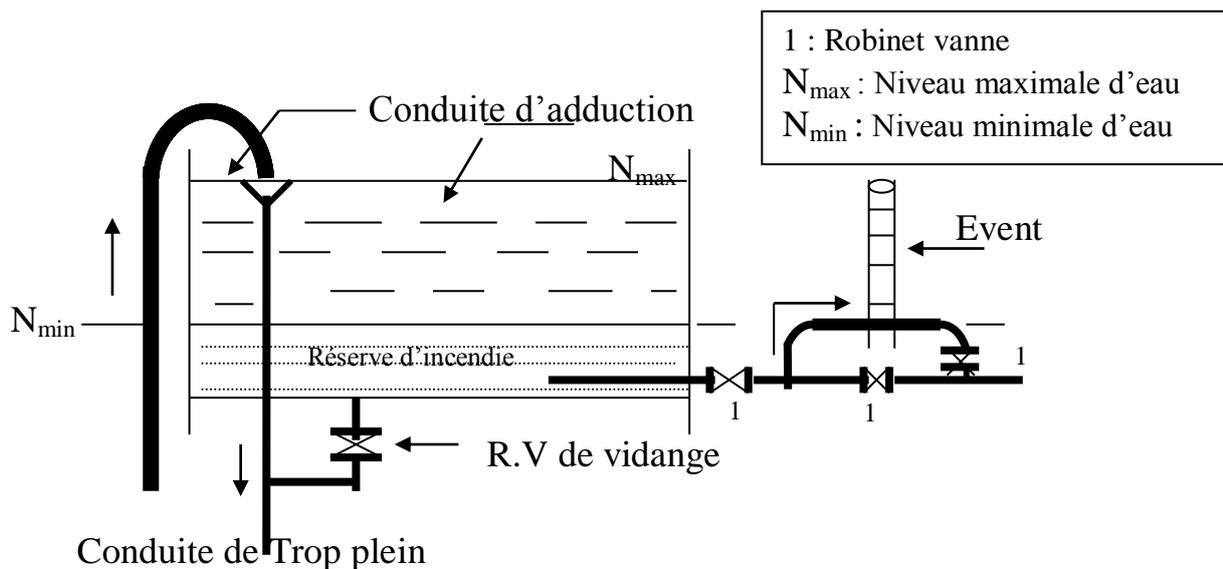


Figure N°V.3 : Matérialisation de la réserve d'incendie.

Chapitre V : Les réservoirs

V.5.5. Conduite by-pass :

Elle relie la conduite d'adduction a celle de distribution (figure N°V.1).

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé.

En by-pass : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

V.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement un réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (N°V.3) présentée un système en siphon :

(En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas de sinistre une zone d'eau morte ' qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

Lèvent d'un siphon interdit l'utilisation du au-dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

V.6. Détermination de la capacité du réservoir :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

V.6.1. Principe de calcul :

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

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

V.6.2. Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation :

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par l'histogramme de consommation graphique N°III.1.
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport du fait de la source d'eau.

En conséquence , la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau N° V.1 en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m³ le volume utile est donnée par :

$$V_u = \frac{P\% \cdot Q_{\max.j}}{100} \dots\dots\dots(V.1)$$

P % : Représente le maximum des restes de Q_{maxj} en pourcentage.

Le calcul de la capacité du réservoir donne par le tableau N°V.1 :

Chapitre V : Les réservoirs

Tableau N°V.1 : Détermination de la capacité de réservoir.

Heures	consommation horaires de Qmaxj	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir
H	En %	En %	En %	En %	En %
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	14.5	14.5	

Chapitre V : Les réservoirs

$$V_u = \frac{10 * 3285,35}{100} = 328,535 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir donne par la formule (V.2) :

$$V_R = V_u + V_{inc} \dots \dots \dots (V.2)$$

$$V_R = 328,535 + 120 = 448,535 \text{ m}^3$$

Donc :

$$V_R = 448,535 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir de volume $V_R = 500 \text{ m}^3$

V.6.3. Détermination de la capacité de la bache de reprise :

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * t}{T}$$

Avec :

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

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

t: Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,75h)

La station de pompage calée à une cote de terrain de 451.55m alimente le réservoir R (500m³) implanté à une cote de terrain de 508.5m.

Alors le volume de la bache de est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20} = \frac{3285.35}{20} \times \frac{3}{4} = 123.20 \text{ m}^3$$

Nous choisirons un volume normalisé de 150 m³.

Le volume de la bache existant 200m³ est largement suffisant, il n'est pas nécessaire de projeter une autre bache.

V.7. Dimensionnement du réservoir :

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = (\pi D^2 / 4) \cdot H \quad \text{donc} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi H}} \dots \dots \dots (V.3)$$

V : Volume du réservoir (m³)

Chapitre V : Les réservoirs

D : Diamètre du réservoir (m)

H : Hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

Pour la hauteur « H » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages.

Donc : $H=4\text{m}$ $V=500\text{m}^3$ $D=13\text{ m}$

- La cuve et la tour seront exécutées en béton armé, la ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.
- La chambre des vannes se situe au pied de la tour où se trouvent réunies les vannes, l'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois.

V.8. Entretien des réservoirs :

La structure du réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière, en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui règne. Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs

étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve.
- Élimination des dépôts sur les parois.
- Examen et réparations éventuelles.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.

V.9. Applications et sécurité :

Pour des raisons d'applications et de sécurité, dans le château d'eau sont :

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers .
- Éclairé par des ouvertures munies de plaque de verre.

Chapitre V : Les réservoirs

Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de 448.54 m^3 , et le volume du réservoir existant 500m^3 est largement suffisant pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

Donc, il n'est pas nécessaire de projeter un autre réservoir.

La prochaine étape est donc de procéder à une adduction pour alimenter ce réservoir.

ETUDE DE L'ADDUCTION

Chapitre VI : Etude d'adduction

Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers la zone de consommation.

VI.1. Type d'adduction :

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

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

VI.1.1. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

VI.1.2. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

VI.1.3. Adduction mixte :

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

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir de la Bâche, on refoule l'eau vers le réservoir de capacité 500m^3 qui a son tour fait la distribution vers la ville de Yahia Beni Guecha.

Mais pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

VI.2. Choix du trace :

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

Chapitre VI : Etude d'adduction

- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (pour faciliter la détection des fuites) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre-pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étend sur une longueur de 1504.36 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

VI.3. Choix de type de tuyau :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et au trafic de surcharge (poids lourd).
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement.
- De prix de la fourniture et de transport.
- La disponibilité sur le marché (surtout local) ; Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et (polyéthylène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PE (polyéthylène) vu les avantages qu'elle présente.

VI.4. Profil d'une adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière, il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en (x) les distances, en (y) les altitudes.

Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

VI.5. La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

VI.6. L'air dans la tuyauterie:

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible, Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, vanne d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (Figure n° VI.1).

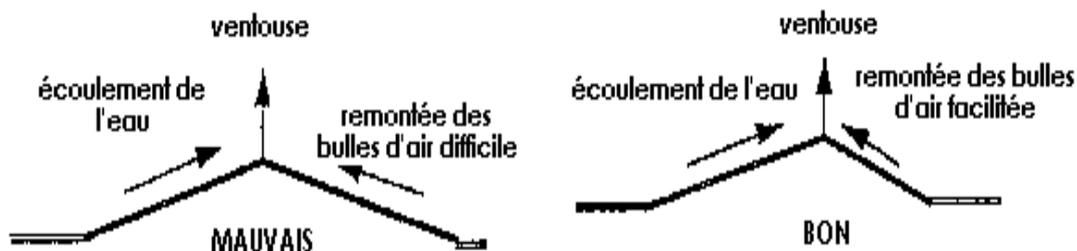


Figure N° VI.1 : L'emplacement des ventouses.

VI.7. Etude technico-économique de l'adduction :

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter ; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE à savoir :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$ (VI.1)

La formule de BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q}$ (VI.2)

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre.

Q : Débit véhiculé en m³/s.

VI.7.1. Pertes de charges :

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières. Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de DARCY – WEIBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} \dots\dots\dots (VI.3) \text{ Avec :}$$

J : gradient de pertes de charges.

Q : le débit véhiculé (m³/s).

g : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s².

D : diamètre (m) .

λ : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement.

➤ En régime turbulent rugueux ($Re > 560 \frac{D}{\varepsilon}$), nous utilisons la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Chapitre VI : Etude d'adduction

➤ En régime transitoire ($10 \frac{D}{\varepsilon} \leq Re \leq 560 \frac{D}{\varepsilon}$), nous utilisons la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{251}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec : ε : rugosité en (mm)

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante : $Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$ (VI.6)

γ : La viscosité cinématique $\gamma = 10^{-6} (m^2/s)$

VI.7.1.1. Pertes de charges linéaires :

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J \cdot L \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec :

J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

VI.7.1.2. Pertes de charges singulières :

Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires. Nous estimons ces pertes de charges singulières à 10% de pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_L$$

VI.7.1.3. Pertes de charges totales :

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s$$

Avec :

ΔH_T : pertes de charges totales

ΔH_L : pertes de charges linéaires

ΔH_s : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement ($L=1504.36$ m)

Donc : $\Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8 \lambda Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L \dots\dots\dots (VI.8)$$

VI.7.2. Détermination de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (Hg), des pertes de charges totales (HT). Elle est donnée par :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T \quad \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

Hg : égale à la différence entre la cote du trop-plein du réservoir et le niveau dynamique de la bache dans notre cas le niveau dynamique de réservoir.

$$H_g = T_p - ND \dots\dots\dots (VI.10)$$

Tp : trop plein du réservoir R (500 m³)

ND : niveau dynamique de la bache

On a la relation suivante pour calculer H_{MT}

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T$$

VI.7.3. Puissance absorbé par la pompe :

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q H_{mt}}{\eta} \text{ (KW)} \quad \dots\dots\dots (VI.11)$$

Avec :

Q : débit de la pompe en (m³/s)

η : rendement de la pompe = 80%

VI.7.4. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P \cdot T \cdot 365 \text{ (kw.h)} \quad \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec

E : énergie consommée exprimée en (kw).

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas en prend T=20h).

P : puissance absorbée par la pompe en k w.

VI.7.5. Les frais d'exploitation :

$$\text{Prix} = E \cdot e$$

Avec :

e : Prix du kwh d'après « Sonelgaz » e=4 DA/kwh.

Chapitre VI : Etude d'adduction

E : énergie de consommation kwh / an.

VI.7.6. Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 50ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec :

i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement (n=50ans)

D'où
$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{50} - 1} + 0.08$$

A = 0.08174

VI.7.7. Frais d'amortissement :

$$F_a = L.pr.A \quad (\text{Da}) \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec :

L : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement (Da).

VI.7.8. Le bilan (prix total) :

$$P_t = F_e + F_a \quad (\text{Da}) \dots\dots\dots (VI.15)$$

VI.8. Calcul de la conduite d'adduction:

VI.8.1. Données de base :

Q : débit refoulé (Qd =0,046 m³/s)

Longueur de la conduite L = **1504.36 m**

Cote de trop plein Ctp =512.5 m

ND : niveau dynamique de la bêche (454.1 m)

$$H_g = C_{Tp} - ND$$

Hauteur géométrique Hg =58.4 m

Chapitre VI : Etude d'adduction

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons les formules économiques suivantes :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$ et La formule de BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q}$

Avec :

D : diamètre de la conduite de refoulement

Q : débit refoulé

VI.8.2.Application :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,046} = 0,214m \rightarrow D=250mm$

VI.8.2.1.Vérification de la vitesse :

Avec $D=250mm \rightarrow V = \left[\frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,046}{3.14 * 0,220^2} = 1.21m/s$

La vitesse dans la conduite de refoulement est acceptable

VI.8.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale :

Elle est donnée par la formule suivante : $H_{MT} = H_g + \Delta H_T$

Avec :

$$H_g = 512.5 - 454.1 = 58.4 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g * 3.14^2 * D^5} \cdot L$$

Le calcul de la hauteur est récapitulé dans le tableau ci-dessous.

Tableau N° VI.1: Calcul de la hauteur manométrique

D (mm)	e (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_T (m)	H _g (m)	HMT (m)
160	9.5	2.95	0.0112	1504.36	30.83	58.4	89.23
200	11.9	1.89	0.0107	1504.36	9.7	58.4	68.1
250	14.8	1.21	0.0103	1504.36	3.06	58.4	61.46
315	18.7	0.76	0.0099	1504.36	0.92	58.4	59.32

Chapitre VI : Etude d'adduction

VI.8.2.3. Puissance absorbé par la pompe :

Le calcul de la puissance absorbé est récapitulé dans le tableau ci-dessous.

Tableau N° VI.2: Calcul de la puissance absorbé.

D (mm)	e (mm)	ρ (kg/m ³)	g (m ² /s)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	η (%)	P (kw)
160	9.5	1000	9.81	0.046	89.23	0.8	50.33
200	11.9	1000	9.81	0.046	68.1	0.8	38.42
250	14.8	1000	9.81	0.046	61.46	0.8	34.67
315	18.7	1000	9.81	0.046	59.32	0.8	33.46

VI.8.2.4. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est récapitulé dans le tableau ci-dessous

Tableau N° VI.3: Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.

D (mm)	P (kw)	T (h)	E (kw.h)
160	50.33	20	367409.00
200	38.42	20	280466.00
250	34.67	20	253091.00
315	33.46	20	244258.00

VI.8.2.5. Les frais d'exploitation :

D'après « Sonelgaz » e=4 DA/kw.h.

Le tableau suivant donne les frais d'exploitations :

Chapitre VI : Etude d'adduction

Tableau N° VI.4 : Détermination des frais d'exploitation.

D (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KW.h)	Prix d'énergie (Da)
160	89.23	50.33	367409	1469636.00
200	68.1	38.42	280466	1121864.00
250	61.46	34.67	253091	1012364.00
315	59.32	33.46	244258	977032.00

VI.8.2.6. Frais d'amortissement :

Le tableau suivant représente le calcul des frais d'amortissement

Tableau N° VI.5 : Détermination du montant d'amortissement.

D (mm)	P.U (Da)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	A	Montants d'amortissement (DA)
160	1033.79	1504.36	1555192.32	0.08174	127121.42
200	1680.42	1504.36	2527956.63	0.08174	206635.18
250	2510.95	1504.36	3777372.74	0.08174	308762.45
315	4003.95	1504.36	6023382.22	0.08174	492351.26

VI.8.2.7. Le bilan (prix total) :

Le tableau suivant donne le bilan des frais.

Chapitre VI : Etude d'adduction

Tableau N° VI.6 : Détermination du prix total (Bilan).

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (Da)	Frais d'amortissement (Da)	Prix total (Da)
160	1469704.50	127121.42	1596825.92
200	1121753.79	206635.18	1328388.96
250	1012263.50	308762.45	1321025.95
315	977141.40	492351.26	1469492.66

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul d'amortissement et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

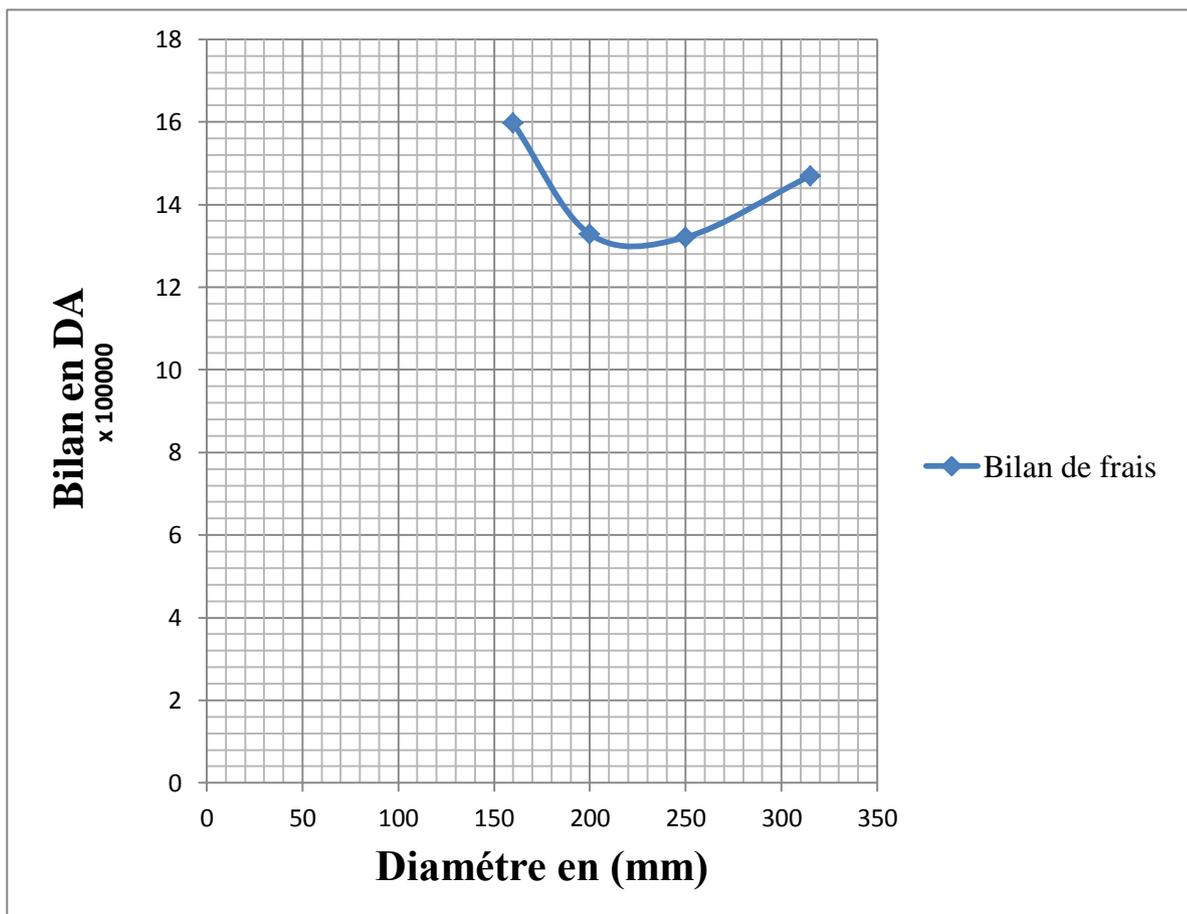


Figure N° VI.2 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

Remarque :

Le

choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivants :

- Technique : suivant le débit la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre 0,5 et 1,5 m/s.
- Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

Pour cela on peut dire que le diamètre économique de notre adduction égale a 250 mm

VI.9. Station de pompage :

On utilise le logiciel ``caprari`` pour dimensionner la station de pompage. Les données à introduire sont celles du tableau N° VI. 7.

Tableau N° VI.7 : Caractéristiques de la station de pompage SP :

Station	Côte Départ(m)	Côte d'arrivée(m)	Diamètre de Conduite de refoulement (mm)	Longueur de Conduite de refoulement (m)	Débit (l/s)	HMT (m)
SP	454.1	512.5	250	1504.36	45.63	61.46

VI.9.1. Critère de choix du nombre de pompe :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompe qui assure un débit total égale à ce débit maximum , il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne, et puisque notre station a un objectif de première catégorie on prévoit donc une pompe de secours.

Pour le choix des pompes il faut baser sur les critères suivants :

- Nombre minimal de pompes.
- Rendement plus important.
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale.
- Le nombre de tours par minute plus important.

Chapitre VI : Etude d'adduction

VI.10. Déterminations du nombre de pompe :

N°	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelé (m)	Type de la pompe	Q _{pompe} (m ³ /h)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	N° bre d'étage	Pabs (Kw)	NPSH) _r (m)
1	164.27	61.46	PM125/3A	170.64	66.4	70.6	1450	3	41.5	2.47
2	82.14	61.46	PM100/4 A	82.33	61.52	73.4	1450	3	36.7	1.99
3	54.76	61.46	PM80/6A	54.36	60.5	71.4	1450	6	37.6	1.73
4	41.07	61.46	PM100/5D	42.84	66.9	69.2	1450	5	46.2	1.89

A partir du tableau (VI.8), on déduit que la variante de (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque :

On opte pour un nombre de pompe (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois(03) pompes sont identiques de type **PM100/4A CAPRARI**.

V.11. Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [p - Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la figure (VI.2).

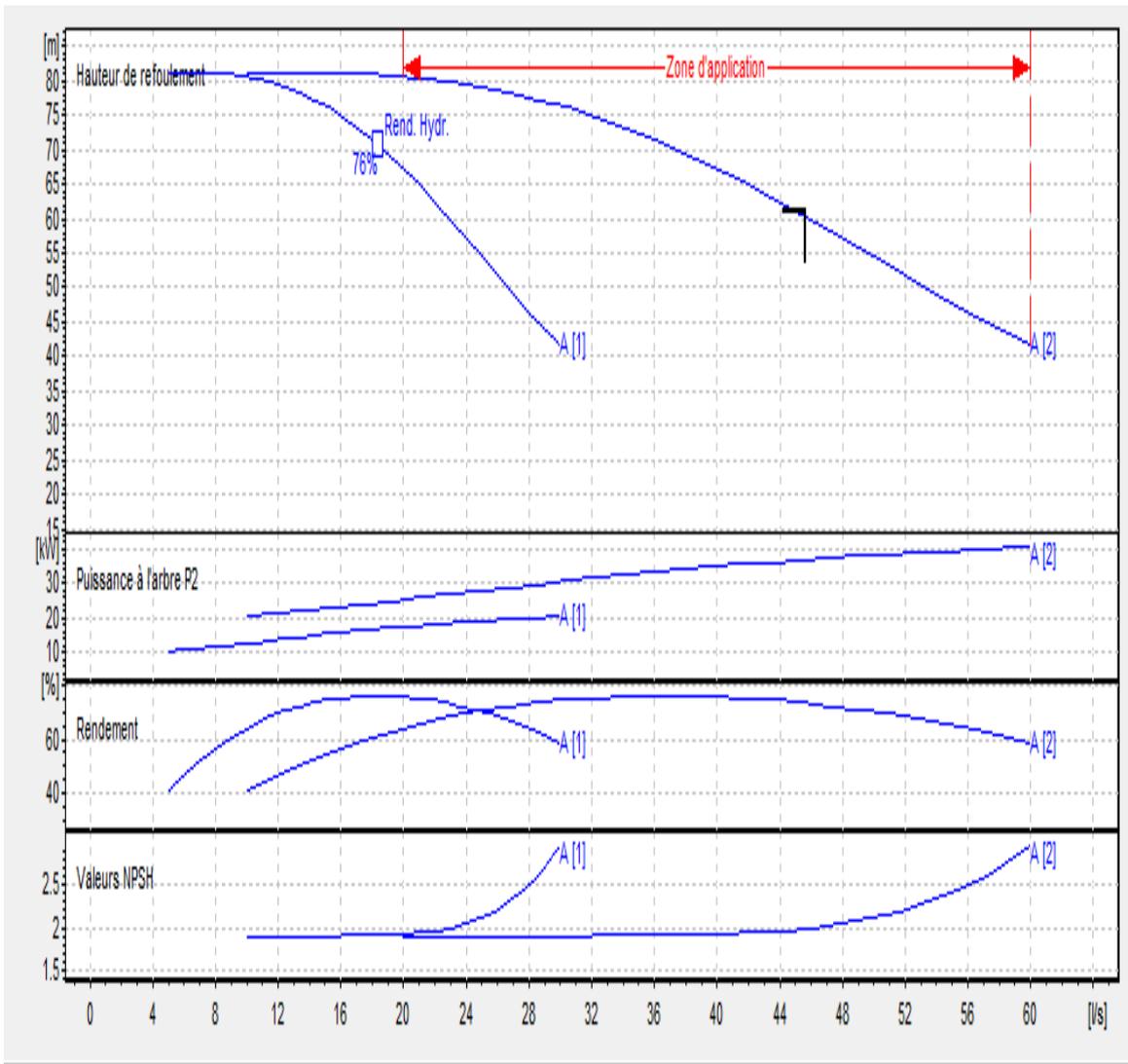


Figure VI.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type **PM100/4A**.

VI.11.1. Caractéristique la Pompe PM 100/ 4A :

VI.11.1.a. Pompe :

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale).
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable, Double palier.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

VI.11.1.b. Données techniques / Caractéristiques :

Q : 22.80 l/s

H : 61.6 m

n. poles : 4

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 22 kW

Tension : 400 V

Remarque :

La Pompe est installée en aspiration pour refouler l'eau vers le réservoir d'alimentation.

VI.12. Point de fonctionnement d'une pompe :

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

VI.13. Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (VI.16)$$

H_g : hauteur géométrique (m).

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

$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$ Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Chapitre VI : Etude d'adduction

Tableau N° VI.9: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Q	2Q	Hg	L ref	D ec	λ	ΔH^{lin}	ΔH_t	Hc
(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m)	(m)	(mm)		(m)	(m)	(m)
0	0	58.4	1504.36	250	0.0103	0.000	0.000	58.400
10	20	58.4	1504.36	250	0.0103	0.041	0.045	58.445
20	40	58.4	1504.36	250	0.0103	0.162	0.178	58.578
30	60	58.4	1504.36	250	0.0103	0.365	0.401	58.801
40	80	58.4	1504.36	250	0.0103	0.648	0.713	59.113
50	100	58.4	1504.36	250	0.0103	1.013	1.114	59.514
60	120	58.4	1504.36	250	0.0103	1.458	1.604	60.004
70	140	58.4	1504.36	250	0.0103	1.985	2.183	60.583
80	160	58.4	1504.36	250	0.0103	2.592	2.852	61.252
90	180	58.4	1504.36	250	0.0103	3.281	3.609	62.009
100	200	58.4	1504.36	250	0.0103	4.050	4.456	62.856

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

Chapitre VI : Etude d'adduction

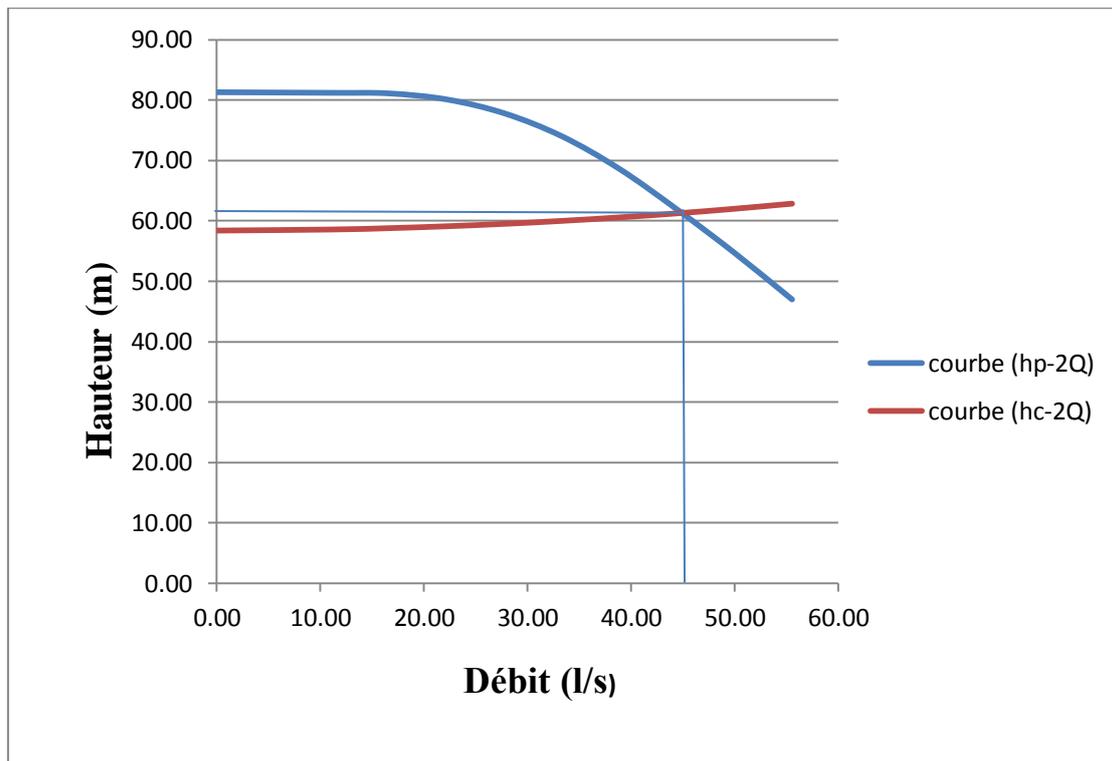


Figure N°VI.4: Point de fonctionnement de la pompe.

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

$$(Pf) = \begin{cases} Q_{Pf} = 44.44 \text{ l/s} \approx Q_{app} = 45.63 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 61.53 \text{ m} \approx H_{app} = 61.46 \text{ m} \end{cases}$$

D'après le graphe de la point de fonctionnement de la pompe, nous avons le débit demande est presque le même que le débit au point de fonctionnement, on ne fait pas les modes des réglages.

L'électropompe choisie est représenté dans la figure suivante avec les différentes distances :

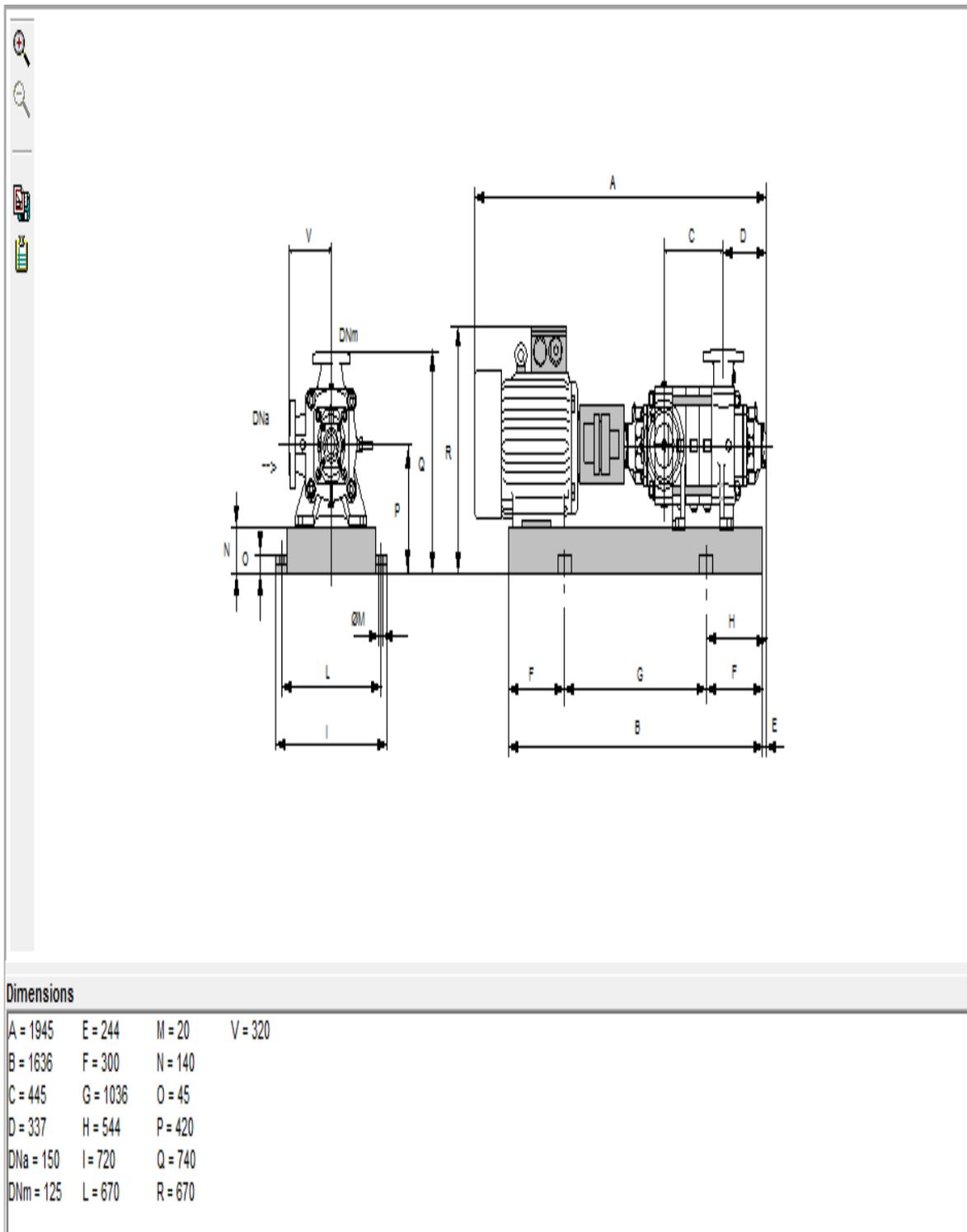


Figure N°VI.5: Electropompe sur socle.

VI.14. Génie civil de la station de pompage :

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

Chapitre VI : Etude d'adduction

VI.14.1. Bâtiment de la station de pompage :

Il existe différents types de bâtiment pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache sèche.
- Bâtiment type bache mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau N° VI.10: Choix du type du bâtiment.

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol au semi-enterré
Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1.5
Type de pompe	axial à axe vertical ou horizontale	Pompe centrifuge	Axial noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	<0 (en charge)	<0 >0	<0 <0	>0 (en aspiration)
ΔH : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1à2	1à3	N'importe	importante

On choisit de projeter un bâtiment type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 0,0456 m³/s.
- Les pompes choisies sont des pompes à axe horizontal.

Modalité de construction du bâtiment :

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

V.14.2. Calcul génie civil :

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

VI.14.2.1. Epaisseur des murs du bâtiment :

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 20 cm, donc l'épaisseur du mur sera de **40 cm**.

VI.14.2.2. La hauteur du bâtiment :

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

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

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

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

$h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ m}$ en prend $h_{\text{socle}} = 0,5 \text{ m}$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 600 mm = 0,60m

$$h_5 = 0,60 + 0,5 + 0,5 = 1,60 \text{ m}$$

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

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

h_8 : Hauteur réservée aux formes profilées $\Rightarrow h_8 = 0,8 \text{ m}$

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

Donc :

$$H_b = 1,60 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,33 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_b = 5,50 \text{ m.}}$$

VI.14.2.3. La longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{L_b = n \times L_p + l_{\text{int}} + l_{\text{p.f}} + l_r + l_b}$$

Avec :

n_p : n: nombre de pompes = 3 (tenant compte de la pompe de secours) ;

L_p : longueur pompe et celle du moteur ;

$$L_p = 1,644 \text{ m.}$$

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines; $l_{\text{int}} = (0,8-1,2) \text{ m}$; on prend : $l_{\text{int}} = 1,2 \text{ m}$

$l_{\text{p.f}}$: Longueur de la plate-forme $L_{\text{p.f}} = 3 \text{ m}$;

L_p : Longueur du bureau du personnel; $L_p = 4 \text{ m}$;

L_r : longueur de l'armoire électrique $L_r = (2-3) \text{ m}$, on prend $L_r = 3 \text{ m}$;

$$L_b = 3 \times (1,644) + 1,2 + 3 + 4 + 3 = 16,13 \text{ m}$$

$$\mathbf{L_b = 18 \text{ m}}$$

VI.14.2.4. La largeur du bâtiment :

$$\mathbf{l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S}$$

s : épaisseur du mur s = 0,4m.

l_1 : distance entre le mur et le premier organe 30cm.

l_2 : distance entre les tubulures 1m.

Chapitre VI : Etude d'adduction

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c.$$

l_p : longueur de pompe = 1,644 m

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 0,9$ m

l_{tasp} : longueur de la tubulure d'aspiration $l_{tr} = 2 \times Da = 2 \times 150 = 0,3$ m

l_c : longueur du convergent = 1.2 m.

Donc :

$$l_b = 2 \times 0,4 + 0,3 + 1 + 1,644 + 0,9 + 0,3 + 1,2 = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{l_b = 6.3 \text{ m}}$$

VI.14.2.5. Dimensions des portes :

- porte principale : $3,2 \times 3 \text{ m}^2$.
- porte secondaire : $2,5 \times 1,6 \text{ m}^2$.

VI.14.2.6. Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 12,5%.

$$S (\text{fenêtres}) = 0,125 \times 18 \times 6,3 \Rightarrow S (\text{fenêtre}) = 14,20 \text{ m}^2.$$

Le nombre de fenêtres :

$$N (\text{fenêtres}) = \Sigma S (\text{fenêtres}) / (3 \times 1,5) = 3,16 \Rightarrow 04 \text{ Fenêtres.}$$

VI.14.2.7. Dimensionnement des marches d'escalier :

- hauteur : 17 cm.
- largeur : 30 cm.
- pente : 1/1.75

Tableau N° VI.11: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
					secondaire	principale
18	6.3	5.5	0,4	3×1.5	2,5×1,6	3.2×3

Chapitre VI : Etude d'adduction

Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre DN=250 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux réservoirs de stockage R (500m³) avec une hauteur manométrique $H_{MT}=61,46m$.

Dans ce chapitre on a déterminé le type et le point de fonctionnement des pompes par le logiciel caprari, et on a vu le dimensionnement du bâtiment de station de pompage.

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction :

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux et de faire détériorer les installations de pompages avec des pressions qui peuvent atteindre des valeurs égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

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

Alors vu l'importance de la conduite de refoulement qui a un diamètre de 250 mm et une longueur 1504.36 m, et une pompe qui débite 45.63 l/s avec une HMT de 61.46 m, on doit déterminer la protection du système.

VII.1. Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » comme une phase du régime transitoire où les paramètres prépondérants (P, V, Q, D) sont rapidement variables. qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes.
- démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier, il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

VII.2. Les risque dus aux coups de bélier:

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

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

VII .2.1. Fortes pressions:

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

VII .2.2. Pression négative:

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

VII .2.3. Fatigues des conduites:

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

VII.3. Interprétation physique du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque ou instantané des groupes électropompes peuvent être envisagées quatre phases:

➤ **1^{ère} phase**

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

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

➤ **2^{ème} phase**

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

➤ **3^{ème} phase**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/c (c'est-à-dire $3L/c$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

➤ **4^{ème} phase**

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

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières. Le phénomène, illustré par la figure.VII.1, peut être décrit en quatre phases.

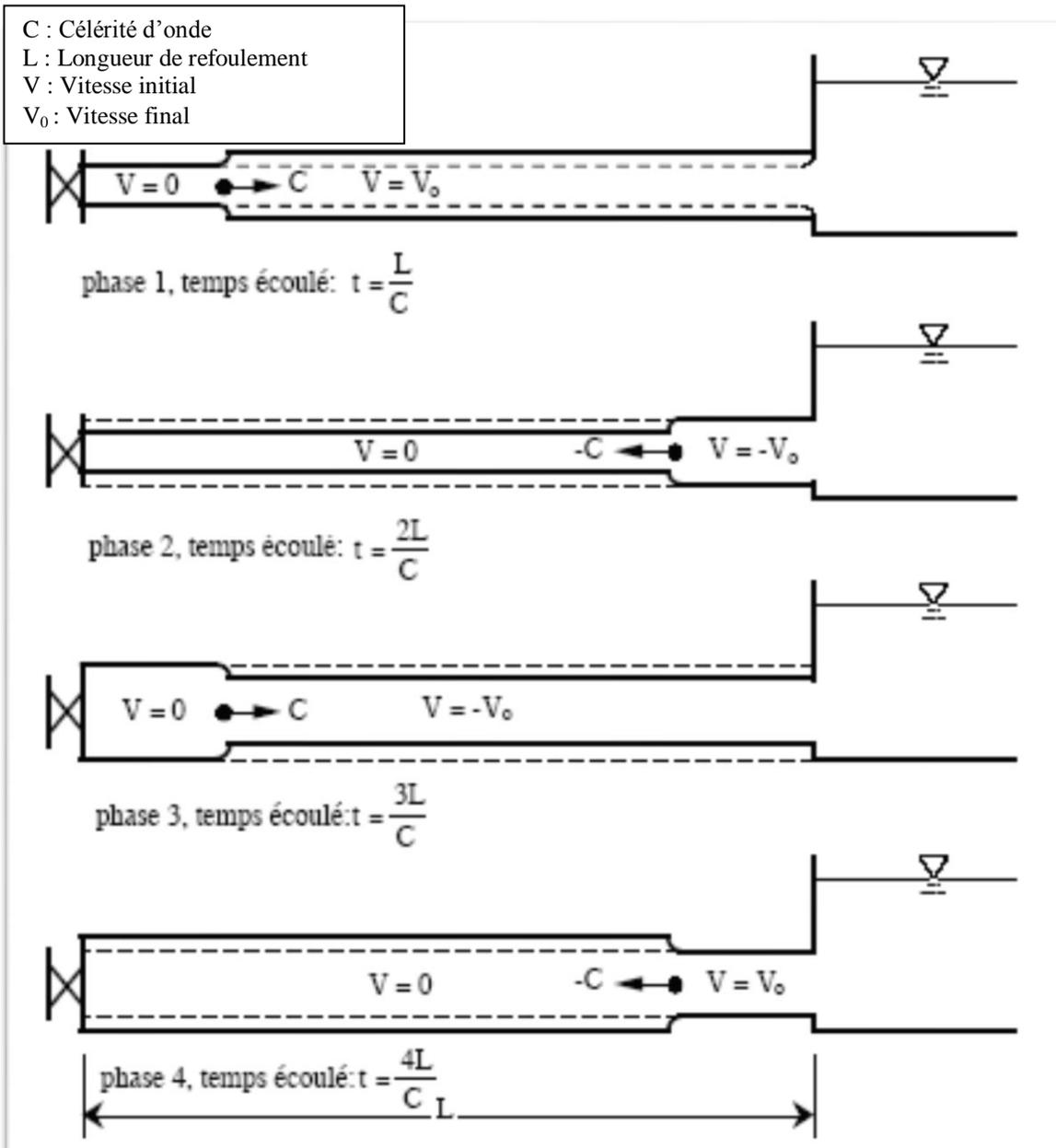


Figure N° VII.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.

VII.4. Moyen de protection contre le coup de bélier :

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

- Les différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier les plus utilisés sont les suivants :

VI.4.1. Réservoirs d'air :

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

Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

VII.4.2. Les cheminées d'équilibre :

Elles interviennent pour lutter à la fois contre les dépressions et les surpressions. Ce sont des réservoirs ouverts à l'air libre dont la cote dépasse la surpression maximale, elles reçoivent l'eau en cas de surpression et la restituent en cas de dépression.

VII.4.3. Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible, il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

VII.4.4. Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier, mais en démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

VII.5. Etude du coup de bélier :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

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

VII.5.1. Dimensionnement des réservoirs d'air :

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue. Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,46$ (PEHD)

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

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1,210^9$ Pascal

E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal

VII.5.1.1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VII.2})$$

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

g : L'accélération de pesanteur.

VII.5.1.2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

VII.5.1.3. La charge maximale absolue:

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

D'où :

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

annexe VII.1)

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VII.3})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Tableau N° VII.1: La caractéristique de conduit de refoulement.

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
PEHD	250	0.038	1.21	1504.36	58.4

VII.5.2. Calcul de la célérité d'onde C :

Le résultat trouvé pour le calcul de la célérité d'onde C est regroupé dans le tableau suivant:

Tableau N° VII.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de l'adduction de refoulement.

K (Pa) (x 10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa) (x 10 ⁸)	E_m (Pa) (x 10 ⁹)	e_m (m)	C (m/s)
2,07	1000	0,1102	0,46	0,33	2	1.2	0,0148	473.52

Application numérique : on trouve pour des conduites en PEHD une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de $C = 473.52$ m/s.

La charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{c.V_0}{g} = 58.4 + 58.41 = 116.81 \text{ m}$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 116.81 + 10 = 126.81 \text{ m}$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 68.4 \text{ m}$$

$$h_0 = (v_0)^2 / (2g) = (1.21)^2 / (9.81 * 2) = 0.075 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } h_0/Z_0 = 0.075/68.4 = 1.096 * 10^{-3}$$

$$Z_{\max}/Z_0 = 126.81/68.4 = 1.85$$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{\max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe : 3).

$$\text{Donc } U_0/L.S = 8 * 10^{-3}$$

$$Z_{\min}/Z_0 = 0.604$$

Application :

$$U_0 = 8 * 10^{-3} * L * S = 8 * 10^{-3} * 1504.36 * 0.038 = 0.46 \text{ m}^3$$

$U_0=460$ litres d'air.

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min}$$

$$U_{\max} = U_0 \cdot (Z_0/Z_{\min}) = 0.46 \cdot 0.604 = 0.278 \text{ m}^3$$

$$U_{\max} = 0.278 \text{ m}^3$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons $U_{\max} = \mathbf{300 \text{ litre d'air}}$.

La figure suivante représente le réservoir anti-bélier choisi dans cas adduction.

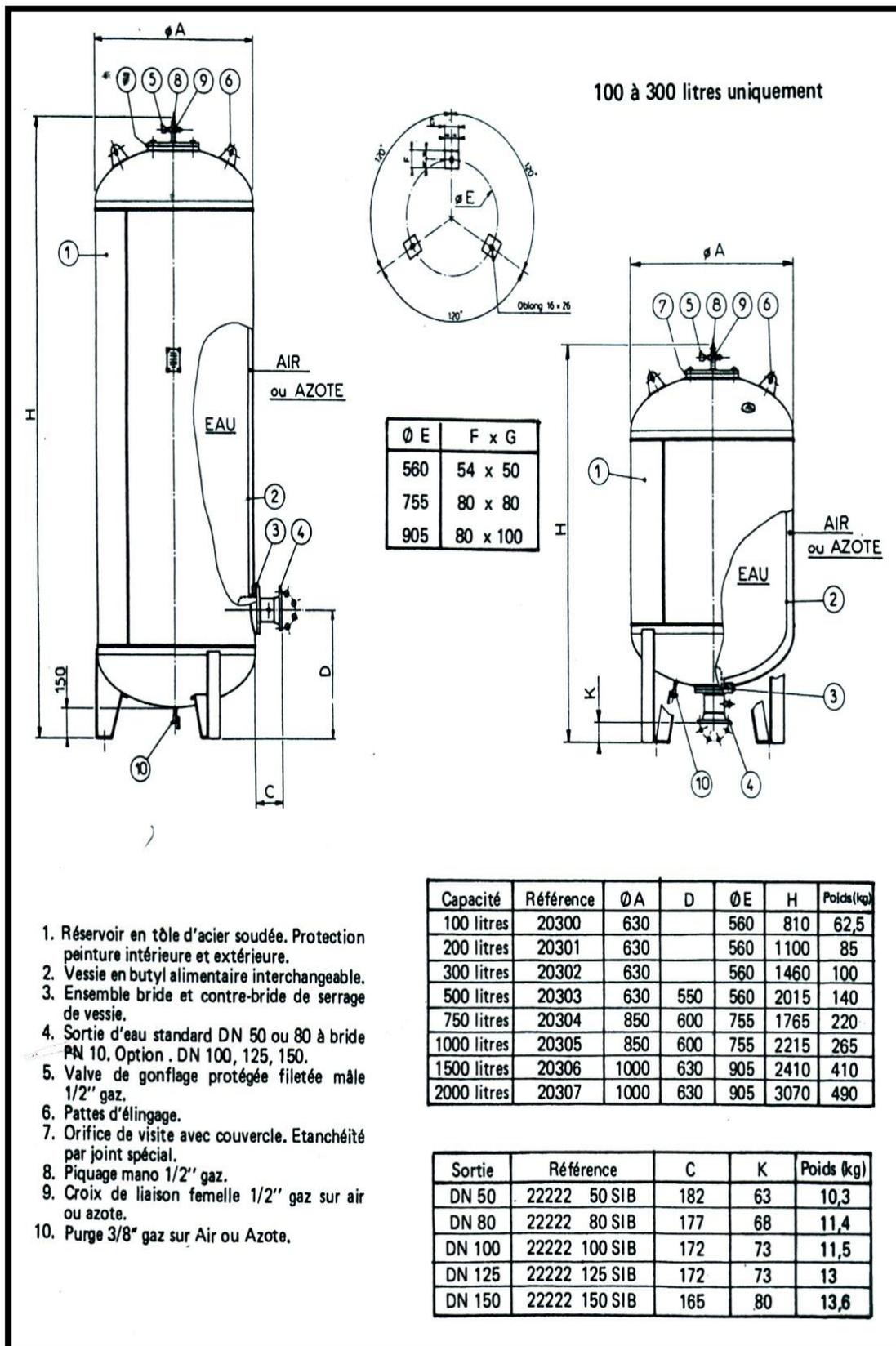


Figure N° VII.2 : Le réservoir anti-bélier.

Conclusion :

Pour que le réseau de distribution et les conduites de refoulement soient bien protégés, il faut lutter contre deux phénomènes dangereux qui sont ; la corrosion et le coup de bélier. Le réservoir anti- bélier doit être bien dimensionné pour limiter le risque du coup de bélier sur les conduites de refoulement et éviter leur fissuration. Ces dernières doivent être dimensionnées en tenant compte de la valeur majoré du coup de bélier.

Chapitre VIII :

Organisation de chantier

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but à réaliser des projets dans des courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier dans les meilleures conditions possibles pour la réalisation et l'exécution des travaux de projet d'AEP,

Les différents travaux à réaliser pour un projet de réseau et d'adduction de l'eau potable sont :

La projection d'une conduite d'adduction et les conduites de réseau de distribution.

- La construction d'une station de pompage.

VIII.1. Différents travaux à entreprendre :

VIII.1.1. Travaux concernant le réseau et l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau.

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses, les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

e) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

g) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement.

VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :

$$l \times L \times h$$

Avec :

l : Largeur de la fouille (m).

L : Longueur de la fouille (m).

h : Profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis - poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour.

f) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VIII.1.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et le réseau :

VIII.1.3.1. Déblais d'excavation :

Le volume des déblais (m²) est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, Sachant que :

$$S_{exc} = b \times h$$

S_{exc} : Surface des déblais de chaque coupe (m²).

b : Largeur de la tranchée (m).

h : Profondeur de la tranchée (m).

Donc le volume excavé en (m³) sera :

$$V_{exc} = S \times L_{exc}$$

L : Distance entre deux coupes consécutives en (m).

a) La profondeur de la tranchée

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

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Chapitre VIII : Organisation de chantier

D : Diamètre de la conduite (m).

h : Hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : h=1 m.

h₁ : Epaisseur du lit de pose h₁ = 0,15 m.

b) Largueur de la tranchée

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

$$B = D + (0,3 \times 2)$$

D : Diamètre de la conduite (m).

VIII.1.4. Déblais d'excavation de la conduite d'adduction et les conduites de réseau.

Tableau N° VIII.1: Calcul du volume des déblais

Volume de déblais					
D (mm)	H (m)	B (m)	S _{exc} (m ²)	L (m)	V _{exc} (m ³)
400	1.55	1.000	1.550	240.50	372.78
250	1.40	0.850	1.190	1504.36	1790.19
200	1.35	0.800	1.080	1301.00	1405.08
160	1.31	0.760	0.996	624.00	621.25
125	1.28	0.725	0.924	3065.50	2833.67
90	1.24	0.690	0.856	196.50	168.13
75	1.23	0.675	0.827	1632.90	1350.20
					8541.30

VIII.1.5. Volume de lit de sable :

Les conduites (d'adduction et réseau) doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

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

e : Epaisseur du lit de sable, e = 0,15 m.

L : Longueur de la tranchée (m).

Chapitre VIII : Organisation de chantier

B : Largeur de tranché en (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau N° VIII.2: Calcul du volume du lit de sable.

Volume de lit de sable				
D (mm)	B (m)	e (m)	L (m)	V_s (m³)
400	1.00	0.15	240.50	36.08
250	0.85	0.15	1504.36	191.81
200	0.80	0.15	1301.00	156.12
160	0.76	0.15	624.00	71.14
125	0.73	0.15	3065.50	333.37
90	0.69	0.15	196.50	20.34
75	0.68	0.15	1632.90	165.33
				974.18

VIII.1.6. Volume de l'ensemble des conduites :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

S_c : Section de la conduite (m²).

D : Diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \times L$$

V_c : Volume de la conduite (m³).

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau N° VIII.3: Calcul du volume des conduites (l'adduction+réseau).

Volume de déblais			
D (mm)	S_c (m²)	L (m)	V_c (m³)
400	0.126	240.50	30.21
250	0.049	1504.36	73.81
200	0.031	1301.00	40.85
160	0.020	624.00	12.54
125	0.012	3065.50	37.60
90	0.006	196.50	1.25
75	0.004	1632.90	7.21
			203.47

VIII.1.7. Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V_r : Volume du remblai compacté en (m³).

V_{exc} : Volume du déblai (volume excavé) en (m³)

V_c : Volume occupé par la conduite de refoulement en (m³).

V_s : Volume du lit de sable en (m³).

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau N°VIII.4: Calcul du volume de remblais de (l'adduction+réseau).

Volume de remblais				
D (mm)	V_{exc} (m³)	V_s (m³)	V_c (m³)	V_R (m³)
400	372.78	36.08	30.21	306.49
250	1790.19	191.81	73.81	1524.57
200	1405.08	156.12	40.85	1208.11
160	621.25	71.14	12.54	537.58
125	2833.67	333.37	37.60	2462.70
90	168.13	20.34	1.25	146.54
75	1350.20	165.33	7.21	1177.66
Totale	8541.30	974.18	203.47	7363.65

Tableau N°VIII.5: Volumes des travaux de (l'adduction + réseau).

N°	Désignation	Unité	Quantité
01	Déblais	m ³	8541.30
02	Remblais	m ³	7363.65
03	Lit de sable	m ³	974.18
04	Conduite	m ³	203.47

VIII.1.7. Calcul du volume des travaux de la station de pompage :

Tableau N°VIII.6: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
					Secondaire	Principale
18	6.3	5.5	0.4	3×1.5	2.5×1.6	3.2×3

Poteaux : bxb =40x40.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Poutres : $b \times b = 40 \times 40$.

1. Volumes

a. Décapage

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times (18 + 2 \times 0,5) \times (6,3 + 2 \times 0,5) = 20,81 \text{ m}^3$$

$$V_d = 20,81 \text{ m}^3$$

b. Excavation (Fouilles)

$$\text{Pour une fouille : } V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour 14 fouilles : } V_{\text{exa}} = 3,375 \times 15 = 50,63 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{exc}} = 50,63 \text{ m}^3$$

c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{\text{bp}} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour les 15 fouilles : } V_{\text{bp}} = 15 \times 0,225 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{bp}} = 3,375 \text{ m}^3$$

d. Béton armé

▪ Semelles

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour les 15 fouilles : } V_s = 15 \times 0,9 = 13,5 \text{ m}^3$$

$$V_s = 13,5 \text{ m}^3$$

▪ Demi – poteaux

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

On a 15 demi – poteaux, donc :

$$V_{\text{dp}} = 15 \times 0,16 \Rightarrow V_{\text{dp}} = 2,4 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{dp}} = 2,4 \text{ m}^3$$

▪ Poutre inférieure

$$V_{\text{pinf}} = (0,4 \times 0,4 \times 18 \times 2) + (0,4 \times 0,4 \times 5 \times 6,3) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 15) = 9,84 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{pinf}} = 9,84 \text{ m}^3$$

Chapitre VIII : Organisation de chantier

▪ Chape inférieure

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V_{\text{cinf}} = 0.07 \times 18 \times 6.3 = 7,94 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{cinf}} = 7,94 \text{ m}^3$$

▪ Poteaux

$V = 5.5 \times 0.4 \times 0.4 = 0.88 \text{ m}^3$; donc pour 15 poteaux est :

$$V_p = 15 \times 0,88 = 13,20 \text{ m}^3$$

▪ Poutres supérieures

$$V_{\text{ps}} = 9,84 \text{ m}^3.$$

▪ Chape supérieure

$$V_{\text{cs}} = 7,94 \text{ m}^3.$$

e. Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

▪ Fouille

$V_0 = 3,375 \text{ m}^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225 \text{ m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16 \text{ m}^3$ est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_2 = 0,9 \text{ m}^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3.375 - (0.225 + 0.9 + 0.16) = 2.09 \text{ m}^3$$

Donc : pour 15 semelles $V = 2.09 \times 15 = 31.35 \text{ m}^3$

$$V = 31.35 \text{ m}^3$$

▪ Remblai compacte de la dalle inférieure

$$V_{\text{rc}} = L \times l \times e$$

Avec :

L : Longueur de la chambre(m)

l : Largeur(m)

e : Epaisseur de la poutre

$$V_{\text{rc}} = 2.55 \times 4 \times 0.4 = 4.08 \text{ m}^3$$

Pour les 8 chambres : $V_{\text{rc}} = 4.08 \times 8 = 32.64 \text{ m}^3$

Chapitre VIII : Organisation de chantier

$$V_{rc}=32.64 \text{ m}^3$$

▪ Remblai compacte total

$$V_i=31.35+32.64=63.99 \text{ m}^3.$$

$$V_i=63.99 \text{ m}^3.$$

f. Maçonnerie

▪ Maçonnerie mur

On utilise le type de briques ;

La surface d'une brique (30x20) $S_i=0,06 \text{ m}^2$

$$\text{Surface du mur } S = 2 \times 5,5 \times (4 \times 4 + 2 \times 2,55) = \mathbf{232.1 \text{ m}^2}$$

$$N_b = 232.1 / 0,06 = \mathbf{3869 \text{ briques.}}$$

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$N_b + 100 = 100 + 3869 = 3969$ briques, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **7938 briques.**

Tableau N°VIII.7: Les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
1	Décapage	m3	20.81
2	Excavation	m 3	50.63
3	Béton de propreté	m 3	3.375
4	Béton armé	m 3	64,66
5	Remblai compacté	m3	63.99
6	Maçonneries	Unité	7938

VIII.1.7.1. Calcul des couts des travaux :

Les coût des travaux de station, de l'adduction et de réseau sont mentionnés dans les deux tableaux VIII.8.a, b.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau N°VIII.8: Coût des travaux de l'adduction + réseau.

L'adduction + réseau					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant(DA)
1	Déblais	m ³	8541.30	400.00	3416519.58
2	Lit de sable	m ³	974.18	800.00	779343.12
3	La conduite	m	--	--	23978141.21
4	Remblais compacté	m ³	7363.65	500.00	3681827.15
					31855831.06

Le coût des travaux de l'adduction + réseau est de : **31855831.06 DA**

Tableau N°VIII.9: Coût des travaux de la station de pompage.

Station de pompage					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant(DA)
1	Décapage	m3	20.81	400.00	8324.00
2	Excavation	m 3	50.63	450.00	22783.50
3	Béton de propreté	m 3	3.375	6000.00	20250.00
4	Béton armé	m 3	64.66	35000.00	2263100.00
5	Remblai compacté	m3	63.99	500.00	31995.00
6	Maçonneries	Unité	7938	30.00	238140.00
					2584592.50

Le coût des travaux d'une station de pompage est de : **2584592.50 DA**

VIII.1.8. Engins utilisés :

Les travaux de terrassements et de construction d'ouvrages d'art nécessitent un important déploiement de matériel.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII.1.8.1. La niveleuse :

La première opération pour la construction du bâtiment de la station de pompage c'est le découpage de terre végétale sur des faibles profondeurs.

Dans ce cas nous allons utiliser la niveleuse automotrice. Qui entretiennent les pistes du chantier en nivelant le sol avec leur lame. Elles participent également aux réglages des différentes couches des plates-formes routières ou ferroviaires et peuvent être équipées de système GPS ou de système 3D afin d'obtenir une précision des couches de l'ordre du centimètre.



Figure N° VIII.1: La niveleuse.

VIII.1.8.2. La pelle et le chargeur ou la chargeuse :

Les engins de chargement de matériaux :

Les pelles, dont le poids peut atteindre 100 tonnes, sont équipées d'un godet d'une capacité maximale de 6 m³, et les chargeuses, qui, grâce à leur godet frontal, soulèvent, transportent et déchargent des matériaux sur de courtes distances. Rapides et mobiles, elles sont fréquemment utilisées dans les carrières.



Figure N° VIII.2: La pelle hydraulique



Figure N° VIII.3: Le chargeur.

VIII.1.8.3. Les engins de transport des matériaux :

- Les camions rigides, dont la capacité de la benne peut atteindre 35 tonnes.
- Les camions articulés, pouvant circuler sur des terrains accidentés.
- Les camions routiers, pour les plus longs..

transports



Figure N° VIII.4: Les engins de transport.

VIII.1.8.4. Matériels de compactage :

Après les travaux de réalisation des semelles et les demi-poteaux il faut faire le remblayage de la fouille et le bien compacté. Même chose pour le remblayage des cases entre les longrines, donc on a besoin d'un engin de compactage. Et puisque la station de pompage a une petite surface on peut utiliser les compacteurs à main. Mais sachant qu'on a d'autres travaux de compactage avec un volume important (compactage de la trachée de la conduite) d'où on a besoin d'un compacteur avec un rendement important. On utilise alors un compacteur à rouleau lisse.



Figure N° VIII.5: Compacteur à rouleau lisse.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Conclusion :

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de la station de pompage y compris celui de leur réseau de distribution et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[A] **DUPONT, A. (1979)** Hydraulique urbaine (Tome II), édition Eyrolles paris, Page (14, 26, 56,89).

[B] **LAVOISIER, L. (1994)** Mémento du gestionnaire d'AEP et de L'assainissement Edition Loynnaise, Page (19,33, 80, 102,198).

[C] **BONIN, J. (1982)** Aide-mémoire d'hydraulique urbaine, édition Eyrolles paris, Page Page (50,78, 90, 109,150).

[D] **BOUZIANE F. Z, (2000) :** Alimentation en eau potable des centres ruraux de SIDI AMAR, MERAD ET MEUNACER (W.TIPAZA).Mémoire de fin d'étude ENSH.

[E] **ABDERAHIM SAKINE.A(2001) :** Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de AIN ROMANA (W.BLIDA). Mémoire de fin d'étude ENSH.

Annexes

ANNEXE : 1

Tableau N° III.2 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant*10³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

ANNEXE : 2

Tableau N° III.3: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant*10³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

Abaque de Vuibert

