

Higher National School of Hydraulic

The Library

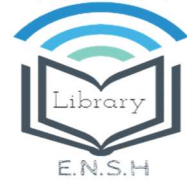
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la zone industrielle Mecheta-Fatima (w.Bordj-Bou-Arreridj) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0034-17

APA Citation (APA توثيق):

Haddadi, Samia (2017). Alimentation en eau potable de la zone industrielle Mecheta-Fatima (w.Bordj-Bou-Arreridj)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
ZONE INDUSTRIELLE MECHETA-FATIMA
(W.BORDJ-BOU-ARRERIDJ)**

Présenté par :

M^{elle} HADDADI SAMIA

DEVANT LES MEMBRE DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r. D.KAHLERRAS	M.A.B	Président
M^rA.HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
M^{me} L. KADI	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.HOULI	M.A.A	Examinatrice
M^{me} H.MEDDI	M.C.A	Promotrice

Décembre 2017

REMERCIEMENT

Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.

Je remercie ma promotrice : M^{me} H.MEDDI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens également à adresser mes vifs remerciements à madame MESSASI (chef de département de CNERU) et les encadreurs Mr ZOUAOUI SAID et Mr TAMDRARI IDIR et pour son aide durant la période de collection des données et tout au long de mon travail.

Je tiens à remercier aussi :

Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Tous les enseignants et spécialement Mr AMMARI et les étudiants de l'ENSH.

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect plus particulièrement à mes chers parents qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formation.

A mon mari ILYÈS

A mon frère NOUR-EDDINE et mes sœurs

RADIA et LEILA et mes beaux frères.

A ma vraie amie SOUMIA

A toute ma famille, proche et alliée

A toute la famille de l'ENSH

ملخص

اعددنا مذكرتنا المتمثلة في دراسة توزيع المياه الصالحة للشرب للمنطقة الصناعية مشطة فاطمة ولاية برج بوعريريج ذات مساحة تقدر ب 382.28 هكتار من أجل تلبية الاحتياجات الكمية لمختلف المصانع و هذا بدراسة هياكل التخزين وشبكة التوزيع وكذلك الشبكة الخاصة بالحرائق لضمان تدفق كافي بضغط مقبول لكافة المصانع ضمان حسن تشغيل الشبكة

Résumé

Nous élaborons ce mémoire intitulé: alimentation en eau potable de la zone industrielle Mecheta-Fatima (w.Bordj-Bou-Arreridj) d'une superficie de 382,28 Ha, dans le but de satisfaire quantitativement les besoins en eau des différents types d'industries. On dimensionnant tous les ouvrages de stockages et le réseau de distribution et d'incendie afin d'assurer un débit suffisant, une pression acceptable pour toutes les industries pour le bon fonctionnement du réseau.

Abstract

Our work is entitled: drinking water supply in the industrial zone of Mecheta-Fatima (w.Bordj-Bou-Arreridj) of 382,28 Ha in area and it aims at quantitatively satisfying the water needs of the different types of industries. For this, we have designed all the storage structures and the distribution network and the fire system to ensure a sufficient flow, an acceptable pressure for all industries to ensure the proper functioning of the network.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone industrielle

Introduction.....	1
I. Présentation générale du parc industriel Mecheta Fatima :	
I.1 Situation géographique et administrative	1
<i>I.2 Données naturelles du site.....</i>	<i>2</i>
I.2.1 Situation Topographique	2
I.2.2 Analyse géologique	3
I.2.3 Sismicité.....	3
I.2.4. Situation climatique	
I.2.4.1 Climat.....	4
I.2.4.2 Pluviométrie	4
I.2.4. 3 Température	4
I.2.4.4 Le vent	5
<i>I.3 Catégories de consommations</i>	<i>5</i>
I.3.1 Secteur industriel et domestique	5
I.3.2 Secteur des collectivités.....	6
Conclusion	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

<i>Introduction :</i>	<i>7</i>
<i>II . Estimation des besoins de la zone étudiée :</i>	<i>7</i>
<i>II.1 Catégories des besoins en eau</i>	<i>7</i>
<i>II.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière</i>	<i>7</i>
II.2.1 Consommation moyenne journalière :	7
II.2.1.1 La consommation industrielle.....	8
II.2.1.2 La consommation domestique	8
II.2.1.3 Les équipements.....	9
II.2.1.4 Les besoins d'arrosage.....	10
<i>II-2 Consommation Journalière :.....</i>	<i>10</i>
<i>Conclusion :</i>	<i>11</i>

Chapitre III: Les réservoirs

<i>Introduction</i>	13
<i>III.1 choix de la cote d'implantation des réservoirs</i>	13
<i>III.2 Classification des réservoirs</i>	13
<i>III.3 Rôle des réservoirs</i>	15
<i>III.4 Les actions influent sur les réservoirs :</i>	16
<i>III.5 Entretien des réservoirs :</i>	16
<i>III.6 Hygiène et sécurité des réservoirs</i>	16
<i>III.7 L'emplacement des réservoirs :</i>	17
<i>III.8 Equipements du réservoir</i>	17
<i>III.8.1 Dispositifs d'alimentation (Conduite d'arrivée)</i>	17
<i>III.8.2 Conduite de départ ou de distribution</i>	19
<i>III.8.3 Trop plein et vidange</i>	19
<i>III.8.4 Système de matérialisation de la réserve d'incendie</i>	20
<i>III.8.5 Conduite by-pass</i>	20
<i>III.9 La capacité des réservoirs :</i>	21
<i>III.9.1 principe de calcul :</i>	21
<i>III.9.2 détermination de la capacité du réservoir</i>	22
<i>III.9.3 Type de réservoir d'eau</i>	22
<i>III.9.4 Schéma d'implantation des réservoirs d'eau :</i>	23
<i>Conclusion :</i>	25

Chapitre IV: Réseau de distribution et d'incendie

<i>Introduction:</i>	26
<i>IV.1 Classification du réseau de distribution :</i>	26
<i>IV.1.1 Classification selon la disposition des réseaux :</i>	26
<i>IV.1.1.1 réseau unique :</i>	26
<i>IV.1.1.2 réseau en zones étagées :</i>	26
<i>IV.1.2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :</i>	26
<i>IV.1.2.1 réseau ramifié :</i>	26
<i>IV.1.2.2 Les réseaux maillés :</i>	27
<i>IV.2 Conception d'un réseau :</i>	27
<i>IV.3 Principe du tracé du réseau maillé :</i>	27
<i>IV.4 Calcul du réseau maillé :</i>	28
<i>IV.5 Choix du matériau des conduites :</i>	28
<i>IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :</i>	29
<i>IV.6.1 Calcul des débits :</i>	29

<i>IV.7 calcul du réseau :</i>	34
IV.7.1 Réseau de distribution :.....	34
IV.7.2 Réseau d'incendie :.....	37
<i>IV.8 Équipement du réseau :</i>	40
IV.8.1 Type du matériau de canalisation :.....	40
IV.8.2 Appareils et accessoires du réseau :	40
<i>Conclusion :</i>	45

Chapitre V: Etude d'Adduction

<i>Introduction:</i>	46
<i>V.1 Types d'adduction:</i>	46
V.1.1 Adduction Gravitaire:	46
V.1.2 Adduction par Refoulement:	46
V.1.3 Adduction Mixte:.....	47
<i>V.2 Quelques notions simples sur l'adduction :</i>	47
V.2.1 Critères de choix de tracé.....	48
V.2.2 Choix du matériau de la conduite:	48
V.2.3 Profil d'une adduction:	49
V.2.4 La ligne piézométrique:.....	49
V.2.5 L'air dans la tuyauterie :.....	49
<i>V.3.1 Dimensionnement de la conduite piquage-R1,R2 :</i>	50
V.3.1.1.Détermination du diamètre avantageux.....	50
V.3.1.2 Calcul de la longueur équivalente.....	51
V.3.1.3 Les caractéristiques des différents points.....	52
V.3.1.4.Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	52
V.3.1.5. Normalisation de diamètre	53
V.3.2Dimensionnement de la conduite d'adduction Forage-R1.....	53
V.3.2.1 Détermination de diamètre économique	53
IV.3.2.2 Calcul des pertes de charge	56
V.3.2.2.1. Pertes de charge linéaires :	56
V.3.2.2.2 Pertes de charges singulières	57
V.3.2.2.3 Pertes de charge totales (ΔH_t).....	57
IV.3.2.3 Calcul de la hauteur manométrique totale.....	58
IV.3.2.4 Frais d'exploitation.....	58
IV.3.2.5 Frais d'amortissement.....	58
<i>IV.4 Proposition des variantes</i>	61
V.4.1 Refoulement d'un forage vers le réservoir existant R1.....	61

Conclusion:	64
-------------------	----

Chapitre VI: Protection des conduites contre le coup de bélier

<i>Introduction</i> :	65
<i>VI.1 Causes du coup de bélier</i> :	65
<i>VI.2 Risques dus aux coups de bélier</i> :	65
<i>VI.3 Interprétation physique du coup de bélier</i> :	66
<i>VI.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier</i>	67
<i>VI.5 Calcul du réservoir d'air</i>	69
<i>VI.6 Dimensionnement du réservoir d'air</i>	69
<i>VI.6.1 Les données de base</i>	71
<i>VI.6.2.Calcul de la célérité d'onde C</i>	71
<i>VI.6.3.Calcul de capacité de réservoir d'air</i>	71
<i>VI.6.4.Détails du réservoir d'air</i>	71
<i>Conclusion</i> :	72

Chapitre VII : Organisation de chantier

<i>Introduction</i>	73
<i>VII.1 Différents travaux à entreprendre</i>	73
<i>VII.1.1 Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution</i>	73
<i>VII.1.2 Travaux concernant la construction des réservoirs projetés</i>	74
<i>VII.2 Calcul des volumes des travaux</i> :	74
<i>VII.2.1 Déblais d'excavation</i>	74
<i>VII.2.2 La profondeur de la tranchée</i>	74
<i>VII.2. 3.Largueur de la tranchée</i>	75
<i>VII.2.4 Détermination de la capacité du godé</i> :	76
<i>VII.2. 5 Rendement d'exploitation de la pelle choisie</i> :	76
<i>VII.2.6Lit de sable</i>	77
<i>VII.2.7Volume de la conduite</i>	77
<i>VII.2.8Remblais compacté</i>	77
<i>VII.2.9 calcul de volume excédentaire</i> :	79
<i>VII.4.Devis estimatif</i> :	80
<i>Conclusion</i> :	80

Conclusion générale

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone industrielle

Tableau I.1 :	La subdivision de la topographie du parc industrielle.....	2
Tableau I.2:	Pluviométrie moyenne mensuelle	4
Tableau I.3 :	Température moyenne mensuelle.....	4
Tableau I.4 :	Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	5
Tableau I.5 :	Humidité moyenne mensuelle	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1:	Besoins en eau potable Industriel	8
Tableau II.2:	Besoins en eau potable de la population occupant le secteur d'activité.....	9
Tableau II.3:	Besoins en eau potable des équipements.....	9
Tableau II.4:	Besoins en eau potable pour l'arrosage.....	10
Tableau II.5 :	Tableau récapitulatif des Besoins en eau potable	10
Tableau II.6 :	Tableau de Calcul de la consommation maximale journalière.....	11

Chapitre III: Les réservoirs

Tableau III.1:	Tableau présente les hauteurs en fonction des capacités des réservoirs.....	15
Tableau III.2 :	Estimation du la capacité de stockage en eau potable.....	22
Tableau III.3 :	Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	24

Chapitre IV: Réseau de distribution et d'incendie

Tableau IV.1 :	Détermination de débit aux nœuds	30
Tableau IV.2 :	Etat des nœuds du réseau de distribution de la zone industrielle....	34
Tableau IV.3:	Calcul des paramètres hydrauliques (réseau de distribution).....	35
Tableau IV.4 :	Etat des nœuds du réseau d'incendie de la zone industrielle	37
Tableau IV.5:	Calcul des paramètres hydrauliques (réseau d'incendie)	38

Chapitre V: Etude d'Adduction

Tableau V.1 :	Coefficient K' , m et β pour différents types de tuyau	51
Tableau V.2 :	Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	51
Tableau V.3 :	Les altitudes des différents points de l'adduction.....	52
Tableau V.4	Diamètre calculé pour le tronçon de l'adduction	53
Tableau V.5 :	Diamètre normalisé pour le tronçon de l'adduction	53
Tableau V.6	Frais d'investissement de la conduite gravitaire	53
Tableau V.7	la valeur de α , β , m en fonction du matériau	54
Tableau V.8 :	Les valeurs de M en fonction de type de matériaux.....	55
Tableau V.9:	Valeurs du coefficient k de la formule de Calebrook :.....	57

TableauV.10 :	calcul de diamètre économique et la vitesse correspondante.....	60
TableauV.11 :	nouveau diamètre et vitesse correspondante.....	60
Tableau V.12	Calcul des pertes de charge	61
Tableau V.13	Calcul de la hauteur manométrique de forage.....	61
Tableau V.14	Calcul de la hauteur manométrique total(HMT) (variante 1).....	61
Tableau V.15	Bilan des frais d'exploitation des conduites (variante 1).....	61
Tableau V.16	Calcul des Frais d'amortissement des conduites (variante 1).....	61
Tableau V.17	Bilan des frais des conduites (variante 1).....	62
Tableau V.18	Calcul de la hauteur manométrique total(HMT) (variante 2).....	62
Tableau V.19	Bilan des frais d'exploitation des conduites (variante 2).....	62
Tableau V.20	Calcul des Frais d'amortissement des conduites (variante 2).....	63
Tableau V.21	Bilan des frais des conduites (variante 2).....	63

Chapitre VI: Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VI.1:	Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	71
Tableau VI.2:	Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	71
TableauVI .3 :	Calcul de volume de réservoir d'air	71
Tableau VI.4 :	Détails de réservoir d'air	71

Chapitre VII : Organisation du chantier

TableauVII.1	Calcul du volume du déblai (réseau de distribution)	75
Tableau VII.2	Calcul du volume du déblai (réseau d'incendie)	75
Tableau VII.3	Calcul du volume du déblai (réseau d'adduction)	76
Tableau VII.4	Capacité de godet en fonction de volume de terrassement.....	76
Tableau VII.5	Calcul du volume de remblai (réseau de distribution).....	78
Tableau VII.6	Calcul du volume du remblai (réseau d'incendie)	78
Tableau VII.7	Calcul du volume du remblai (réseau d'adduction).....	78
Tableau VII.8	Calcul du volume excédentaire (réseau de distribution)	79
Tableau VII.9	Calcul du volume excédentaire (réseau d'incendie).....	79
TableauVII.10	Calcul du volume excédentaire (réseau d'adduction)	79
TableauVII.11	Volumes et cout des travaux totaux	80

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone industrielle

Figure I.1 :	Carte des grands ensembles morphologiques d' El Hammadia BBA	2
Figure I.2 :	Carte de zonage sismique après le séisme de Boumerdes.....	3

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III.1	Arrivée par sur verse (Chute libre).....	18
Figure III.2:	Arrivée par sur verse (Noyée).....	18
Figure III.3:	Conduite de départ	19
Figure III.4:	Réservoirs projetés	23
Figure III.5:	Réservoir existant en bon état.....	24

Chapitre IV: réseau de distribution

FigureVI.1 :	Variation de débit et de pression dans le réseau (réseau de distribution).....	36
FigureVI.2 :	Variation de débit et de pression dans le réseau (réseau d'incendie).....	40
FigureVI.3 :	Vanne à papillon	41
FigureVI.4 :	Joint de démontage.....	41
FigureVI.5 :	Robinet vanne.....	43
FigureVI.6 :	poteau d'incendie.....	43
FigureVI.7 :	Clapet anti retour	44
FigureVI.8	Ventouse.....	44
FigureVI.9	Pièces spéciales.....	45

Chapitre VII: Organisation de chantier

FigureVII.1 :	Coupe en travers d'une conduite.....	75
----------------------	--------------------------------------	----

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique de la zone industrielle mecheta fatima Bourdj Bou Arreiredj

Planche N° 2 : Plan de masse de la zone industrielle mecheta fatima Bourdj Bou Arreiredj

Planche N° 3 : le réseau de distribution de la zone industrielle mecheta fatima Bourdj Bou Arreiredj

Planche N° 4 : le réseau d'adduction de la zone industrielle mecheta fatima Bourdj Bou Arreiredj

Planche N° 5 : profil en long de l'adduction (forage-réservoir R1)

Planche N° 6 : Profil en long de l'adduction (Piquage -réservoir R2, R3)

Planche N° 7 : le détail types des accessoires dans le réseau d'incendie

Planche N° 8 : plan des équipements des deux réservoirs jumelés (R2, R3)

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et de son confort.

L'état algérienne a encouragée le domaine d'industrie et le organisé dans des zones d'activités, parmi les nouvelles zones créées le parc industriel Mecheta-Fatima W.Bordj-Bou-Arreridj sur superficie de 382.28 Ha,

La zone d'activité possède 362 lots pour recevoir les différents types d'industries ainsi les équipements (Scolaires, Administratifs et services publics).

La zone nécessite une distribution uniforme et sans rupture pour satisfaire les différents besoins :

- Les usages domestiques : comprennent l'alimentation en eau potable, l'usage sanitaire, l'arrosage...etc,
- Les usages industriels : Ils sont très variables suivant les types d'industries ,
- Les usages collectifs : Les équipements.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude de l'alimentation en eau potable de la zone industrielle Mecheta-Fatima W.Bordj-Bou-Arreridj.

Nous procédons en premier lieu aux études préliminaires pour aborder on second lieu les ouvrages de stockage, le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable et d'incendie, l'adduction .Enfin, nous terminons par la protection contre le coup de bélier et l'organisation des différentes opérations aboutissant à la réalisation du projet.

Cette zone n'est pas reliée a un système d'alimentation en eau potable donc on va projeter un réseau de distribution pour l'alimentation des différentes lots ainsi le réseau d'incendie qui sert à protéger la zone.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, administrative, topographique, géologique, climatique, et hydrologique nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation du projet sur le terrain.

I. Présentation générale du parc industriel Mecheta Fatima :

I.1 Situation géographique et administrative

Situé sur l'axe routier Bordj- Bou- Arreridj -M'Sila au cœur de la wilaya, le futur parc industriel de Mecheta Fatima qui se trouve au Sud/Ouest du chef-lieu de wilaya Bordj Bou Arreridj et au Nord Ouest du chef- lieu de daïra d'El Hammadia.

Il a l'avantage d'être sur un couloir d'infrastructures important (RN 45, voie ferrée Bordj Bou Arreridj/ M'Sila, la 4ème rocade Bordj Bou Arreridj/ Grand Alger) reliant la wilaya de Bordj Bou Arreridj aux espaces de programmation territoriale des hauts plateaux centre et Ouest.

Le parc industriel de Mecheta Fatima est limité naturellement au Nord/- Ouest et Sud - Ouest par la ligne de partage des eaux des bassins versants (bassin du Soummam) et (bassin Chott El Hodna) et au Sud par la RN45 et la voie ferrée.

Comme il est supporté par un réseau urbain constitué de :

- L'agglomération chef -lieu de wilaya de Bordj Bou Arreridj et la localité de Mechta Fatima au Nord ;
- L'agglomération chef- lieu de daïra d'El Hammadia au Sud - Est ;
- L'agglomération chef -lieu de commune d'El Euch au Sud ;
- L'agglomération secondaire de Toubou à l'Ouest.

Sur Les Coordonnées géographiques : 31° 33'58" Nord et 2° 15' 20" Est

I.2 Données naturelles du site

I.2.1 Situation Topographique (RELIEF ET UNITÉS TOPOGRAPHIQUES)

La commune d'El Hammadia se développe au sein d'un milieu très varié entre les monts du Hodna et les hautes plaines centrales de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, elle est classée en zone steppique par rapport au classement des zones de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

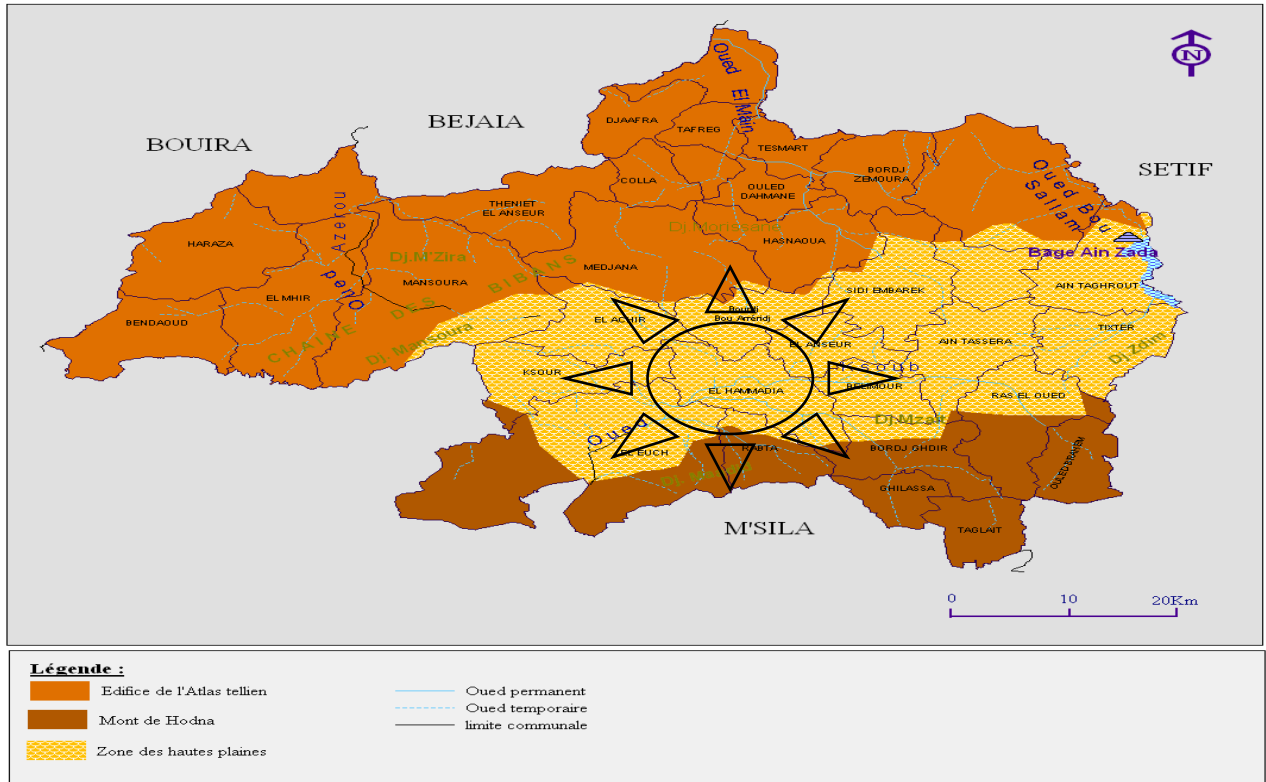


Figure I.1: Carte des grands ensembles morphologiques d' El Hammadia Bordj Bou Arreridj

La topographie du parc industriel est représentée par des plaines ou au dessus d'elles se localisent deux collines dans le côté Nord et Ouest. Le terrain est subdivisé en quatre zones, détaillées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 :La subdivision de la topographie du parc industriel

Pente en %	Désignation de la pente	Surface occupée m2	% de surface par rapport au terrain du POS
< 8	Très faible	385879.955	15
8-15	Faible	173841.406	7
15-25	Moyenne	1956181.64	77
			1

La zone de moyenne pente occupe la majorité de la surface du terrain objet d'étude, dont les surfaces relativement plates sont incluses un peu partout.

Les zones de forte pente se localise principalement dans le côté Ouest du site au dessous de la colline ; Donc en général, c'est un terrain moyennement accidenté, caractérisé par une pente moyenne.

I.2.2 Analyse géologique

La géologie est un paramètre essentiel en ce qui concerne l'argumentation et le zoning d'un terrain à étudier. Elle étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. Les terres des hautes plaines sont de texture différente d'une zone à une autre.

Elles sont caractérisées par des terres de type sol brun (argilo limoneuses), très profondes qui conviennent à toutes les cultures et généralement pour la culture extensive du blé.

I.2.3 Sismicité

La carte des zones sismiques du document officiel édité par le Ministère et d'après la nouvelle classification du CGS (Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique) en 2003, montre que le parc industriel de Mecheta Fatima, comme toute la Wilaya de Bordj Bou Arreridj est classée dans **la zone IIa** zone d'intensité moyenne (DHW.BBA).

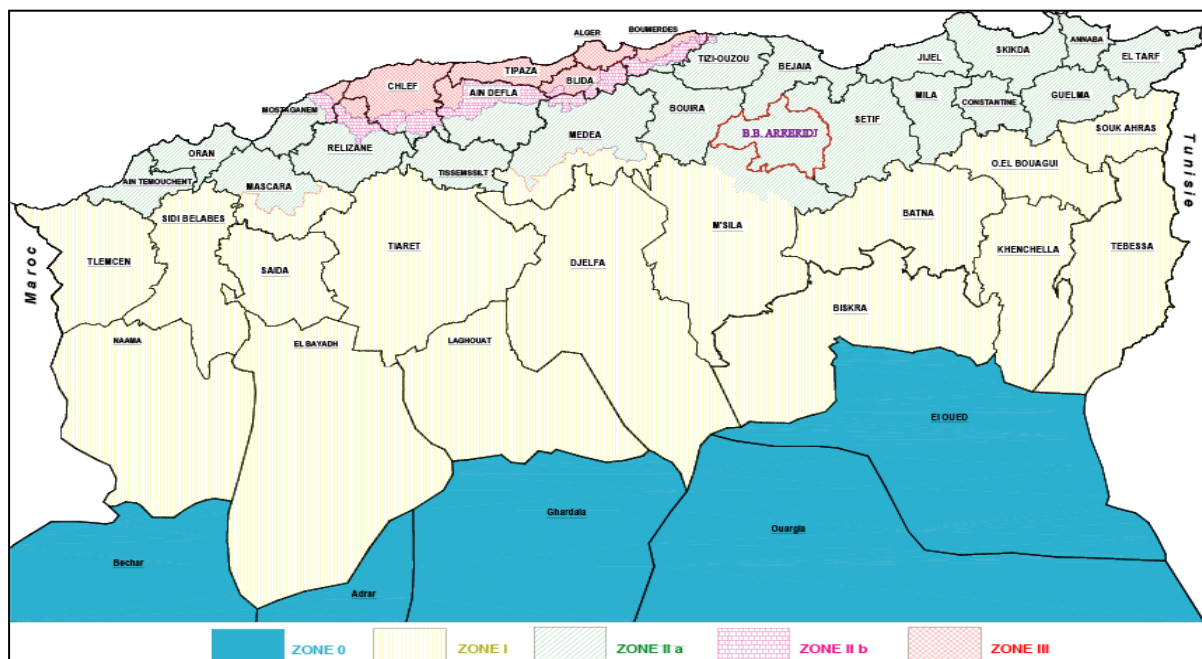


Figure I.2 : Carte de zonage sismique après le séisme de Boumerdes (CGS, 2003)

I.2.4 Situation climatique

I.2.4.1 Climat

L'étude climatique est très importante, elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité et les vents.

Le territoire de la commune d'El Hammadia (BBA) fait partie du climat méditerranéen à étage bioclimatique semi-aride aux hivers rigoureux et aux étés chauds et secs.

I.2.4.2 Pluviométrie : Période (2006-2010)

Les moyennes mensuelles des précipitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P (mm)	13	35	30	43	29	35	32	40	34	10	3	14

Source: (ANRH Bordj Bou Arreridj)

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

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

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

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 26mm et s'accroissent en hiver (décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 36mm.

Les précipitations sont en général faibles, voire modérées . Cependant les chutes sont irrégulières, réparties sur une période courte de l'année et l'évaporation est souvent considérable.

I.2.4.3 Température : Période (2006-2010)

Le tableau suivant illustre les données sur les valeurs moyennes mensuelles.

Tableau I.3 : Température moyenne mensuelle

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T (°C)	21	16	11	7	6	7	9	12	17	22	26	26

Source: (ONM Bordj Bou Arreridj)

L'analyse du tableau ci-dessus nous renseigne sur :

- Une période chaude s'étalant du mois de Juin au mois de Septembre, marquée par une température moyenne 24° C.
- Une période froide s'étalant du mois d'Octobre au mois d'Avril avec une valeur moyenne de 9°C.

I.2.4.4 Le vent

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles.

Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles du vent

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
VIM	3,7	5,3	5,2	7,0	6,0	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5
DIR	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN

Source: (ONM Bordj Bou Arreridj)

VIM = Vitesse du vent moyenne en m/s.

DIR = Direction du vent.

I.2.4.5 Humidité :

L'humidité de l'air est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : Humidités moyennes mensuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Humidité(%)	45	58	58	47	59	47	41	46	42	38	41	32

Source: (ONM Bordj Bou Arreridj)

I.3 Catégories de consommations

Les utilisateurs d'eau potable au niveau des agglomérations de la zone industrielle peuvent être classés en deux (02) secteurs :

I.3.1 Secteur industriel et domestique

Les besoins nécessaires pour ce secteur sont destinés pour les fabrications des matériaux, le refroidissement, et pour les besoins des employeurs des différents types d'industries.

- Industries Agroalimentaires,
- Industries Matériaux de construction,
- Industries Mécaniques et Electroniques,
- Industries Plastiques et Textile,

- Industries Chimiques,
- Zone de service.

Le débit nécessaire pour ce secteur dépend essentiellement du nombre et du type d'industries ainsi que le nombre d'employeurs.

I.3.2 Secteur des collectivités

La consommation de ce secteur concerne essentiellement celle des services communaux (Sièges administratifs, Mosquées...etc.). Donc le volume d'eau nécessaire pour ce secteur dépend des infrastructures existantes et à prévoir.

Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de représenter la commune, connaître la situation géographique et administrative, topographique, climatique et définir toutes les données nécessaires à l'étude. Cette étape constitue la phase la plus importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leurs fiabilité pour une prise de décisions correcte.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction :

Les besoins en eau dépendent de la consommation des abonnés, mais aussi de divers facteurs, comme les pertes du réseau, ou les cessions non facturées (arrosage public, manœuvres incendie,...). Ces facteurs peuvent être connus dans la mesure où on enregistre la production et la consommation des abonnés. Il est également nécessaire de connaître la répartition temporelle de ces besoins.

II. Estimation des besoins de la zone étudiée :***II.1 Catégories des besoins en eau***

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau de la zone à alimenter. Pour l'étude de parc industriel, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins industriels
- Besoins des équipements : besoins scolaires, besoins sanitaires, besoins administratifs, besoins socioculturels.
- Besoins d'arrosage.

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau de ces différents types de consommateurs à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

II.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière

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 (surface, agent, élève, lit,...).

II.2.1 Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

II.2.1.1 La consommation industrielle

Cette consommation est donnée par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = Q_i \times S_i \dots \dots \dots [m^3/j]$$

Avec :

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

S_i : surface de l'industrie « i » (Ha) ;

Q_i : dotation en eau de l'industrie « i » (m^3/j).

Etant donné que nous nous n'avons pas le détail des types d'industries on estime ces dotations par analogie.

Tableau II.1 : Besoins en eau potable Industriels

besoin industrielle		Nombre d'industries	Surface total de chaque type	Dotation	$Q_{moy,j}$
			(Ha)	($m^3/j/Ha$)	(m^3/j)
zone de service		4	27,51	25	687,75
Industrie Agro-alimentaire		66	55,62	30	1668,6
Industrie Matériaux de Construction		99	117,75	35	4121,25
Industrie Mécanique et Electronique	Mécanique	20	17,68	30	530,4
	Electronique	12	10,61	25	265,25
Industrie Plastiques et Textile	Plastique	40	20,57	25	514,25
	Textile	23	11,82	30	354,6
Industrie Chimique		20	10,80	35	378
TOTAL		284	272,4		8520,1

II.2.1.2 La consommation domestique

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie la surface totale du parc industriel.

Débit moyen journalier est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = Q_i \times S_i \dots \dots \dots [m^3/j]$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en (m^3/j)

S_i : surface de l'industrie « i » (Ha) ;

Q_i : dotation en eau de l'industrie « i » ($5m^3/j/Ha$). 50 (employés/Ha) à raison de (100 l/j/emp)

Etant donné que nous n'avons pas le détail des types d'industries on estime une dotation par analogie de 5 m³/j/Ha or 100 l/j/emp.

Tableau II.2 : Besoins en eau potable de la population occupant le secteur d'activité

secteurs d'activité	Nombre d'industries	Surface total de chaque type	Dotation	Q _{moy,j}
		(Ha)	(m ³ /j/Ha)	(m ³ /j)
zone de service	4	27,50	5	137,5
Industrie Agro-alimentaire	66	55,62	5	278,1
Industrie Matériaux de Construction	99	117,75	5	588,8
Industrie Mécanique et Electronique	32	28,29	5	141,4
Industrie Plastiques et Textile	63	32,39	5	162,0
Industrie Chimique	20	10,79	5	54,0
TOTAL	284	272,4	5	1361,8

II.2.1.3 Les équipements

Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics.....) et le choix de la dotation varié selon la catégorie.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times Dot \times N \dots \dots \dots [m^3 / j]$$

Q_{moy,j} : consommation moyenne journalière en (m³/j)

Dot: Dotation moyenne en (l/j/unité)

N:Nombre (unité)

Tableau II.3 : Besoins en eau potable des équipements

Les équipements	Unité de base	Nombre	Dotation	Q _{moy,j}
		(Unité)	(l/j/unité)	(m ³ /j)
CENTRE COMMERCIAL	m2	5019	15	75,3
BANQUE+PTT	employé	50	15	0,8
CRECHE	enfant	120	150	18,0
C SANTE	patient	60	20	1,2
CENTRE DE FORMATION	Stagiaire	500	10	5,0
HOTEL	Lit	300	200	60,0
BATIMENT DE GESTION	Employé	80	100	8,0

Tableau II.3 : Besoins en eau potable des équipements (suite)

SURETE URBAINE	m2	973	100	97,3
P CIVIL	Employé	200	150	30,0
Mosquée	Fidèle	6000	20	120,0
Réserve équipements	m2	17848	10	178,5
TOTAL		31150		594

(Source: A.P.C).

II.2.1.4 Les besoins d'arrosage

La dotation pour l'arrosage des jardins publics et des rues est fixée de 05 l/m² et 2 l/m² respectivement sur une durée de 04 heures.

Est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = (Q_i \times S_i) / 1000 \dots \dots \dots [m^3/j]$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en (m³/j)

S_i : surface « i » à arroser (m²).

Q_i : dotation moyenne en eau (l/j/m²).

Tableau II.4 : Besoins en eau potable pour l'arrosage

Arrosage	Surface	Dotation	$Q_{moy,j}$
	(m ²)	(l/j/m ²)	(m ³ /j)
Surface voirie et parking	456070	2	912,14
Surface espace vert	476863	5	2384,315
TOTAL	932933		3296,455

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des Besoins en eau potable

Catégorie des besoins		$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Industrie		8520,1
Domestique	Secteur d'activité	1361,8
	Equipement	594
Arrosage		3296,46
Total		13772,36

II-2 Consommation Journalière :

II.2.1 Débit Maximum Journalier:

Ce débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année et il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution.

Il est donné par :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots [m^3/j]$$

Avec :

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

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

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

- **Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ($K_{\max,j}$) :**

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport.

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}}$$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3. et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre projet on prend: $K_{\max,j}=1,2$ pour la zone industrielle et $K_{\max,j}=1$ pour l'arrosage.

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de la consommation maximale journalière

Catégorie des besoins		$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Industries		8520,1	1,00	8520,1
Domestique	Secteur d'activités	1361,8	1,20	1634,1
	Equipements	594,0	1,20	712,8
Arrosage		3296,46	1,00	3296,46
Besoins totaux		13772,36		14163,52

II.2.2 Débit moyen horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h)

$Q_{\text{max,j}}$: Débit maximal journalier (m^3/j)

$$Q_{\text{moy,h}} = 14163,52/24 = 590,15 \text{ m}^3/h$$

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre parc industriel ainsi que les besoins en eau potables qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas le type d'industries. Nous avons ainsi déduit les différents débits vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de la zone industrielle en question.

CHAPITRE III

LES RÉSERVOIRS

Introduction

Dans la cadre de notre projet, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1 choix de la cote d'implantation des réservoirs

Dans notre étude, la cote choisie pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnés une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée.

Les réservoirs d'eau doit répondre a trois exigences techniques à savoir : la résistance, l'étanchéité et la durabilité.

- **Résistance** : les éléments constituant le réservoir d'eau doivent équilibrer les efforts auxquels ils sont soumis. (poids propre, surcharges, séisme.....)
- **Etanchéité** : l'ouvrage doit être étanche en éliminant la moindre fissure pour éviter les fuites qui engendrent des effets indésirables au réservoir d'eau.
- **Durabilité** : le château d'eau doit pouvoir rester fonctionnel pendant toute sa durée de vie, et le béton doit conserver ses propriétés intactes après le contact avec l'eau.

L'implantation et terrain :

Pour des raisons économiques, on doit choisir le site d'implantation du réservoir de telle manière que l'ensemble des matériaux d'excavation est réutilisé pour les talus latéraux et la couverture, de plus on évite les pentes et les terres instables surtout si le volume est important.

III.2 Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés

- Surélevés

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir:

- Conditions topographiques de la région à desservir,
- Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer,

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont:

- les facteurs économiques,
- la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- les possibilités d'adaptation au réseau,
- les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme

- **Rectangulaire ou carrée** : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

- **Circulaire** : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

La hauteur d'eau :

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la Construction, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs suivantes peuvent être prises en considération pour des réservoirs petits et moyens :

Tableau III.1 : tableau présent les hauteurs en fonction des capacités des réservoirs

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

III.3 Rôle des réservoirs :

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement les consommateurs en eau potable.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

- **La régulation du débit** entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).
- **La régulation de pression** en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
- **La sécurité** vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

III.4 Les actions influent sur les réservoirs :

On distingue trois types d'actions qui influent sur les réservoirs et diminuent ces exigences techniques qui sont :

-Action permanentes : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ; tel que le poids propre, les revêtements...

-Actions variables : dont l'intensité varie d'une manière importante dans le temps tel que :-les surcharges d'exploitation.

-surcharges climatiques : neige, effets de la température.

-influence du fluage.

-Actions accidentelles : ce sont des actions rares et de courte durée tel que : le séisme, explosions ; incendies.

III.5 Entretien des réservoirs :

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelle que les phénomènes de corrosion sur les parties métallique ; en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves; opération comportant plusieurs étapes telles que :

-isolement et vidange de la cuve

-éliminations des dépôts sur les parois

-examen et réparations éventuelles de celle-ci

-désinfection à l'aide des produits chlorés

-remise en service

III.6 Hygiène et sécurité des réservoirs

L'hygiène des réservoirs est assurée comme suit :

- Le matériau de construction de la cuve doit être résistant aux variations de la température.
- L'accès à la cuve doit être facile pour assurer son nettoyage, qui doit être régulier, au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau
- Ils seront aérés par des orifices grillagés.

Ils seront étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ; ils seront de sorte que l'eau circule régulièrement à l'intérieur évitant toute stagnation.

- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

III.7 L'emplacement des réservoirs :

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

- 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.
- 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.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau.
- la cote de radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

III-8 Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

III.8.1 Dispositifs d'alimentation (Conduite d'arrivée)

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

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (a la partie supérieur de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par sur-verse.
- Arrivée par sur-verse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

On opte pour l'alimentation par sur-verse :

- Arrivée par sur-verse (chute libre) pour le réservoir existant de 5000 m³.
- Arrivée par sur-verse (noyée) pour les deux réservoirs projetés de 4000 m³ et 3000m³

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

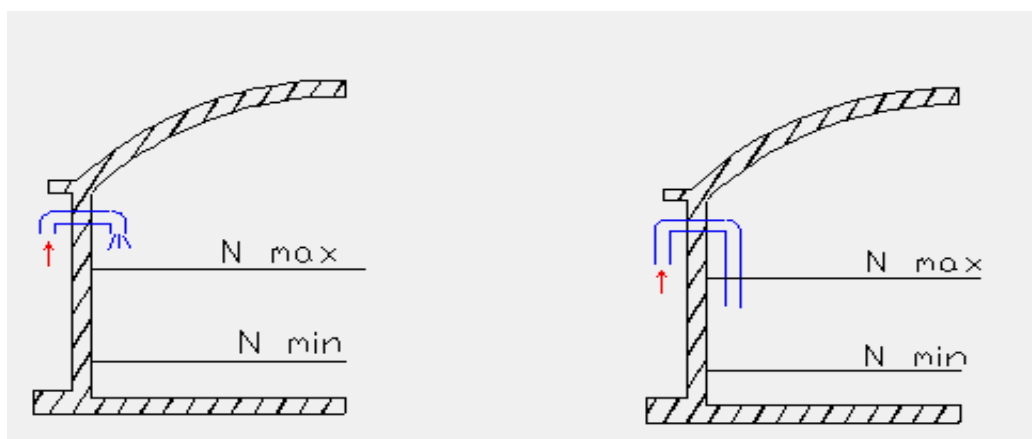


Figure III.1: Arrivée par sur-verse
(Chute libre)

Figure III.2: Arrivée par sur-verse
(Noyée)

Remarque

Une arrivée de la conduite par le fond permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre réseau.

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

III.8.2 Conduite de départ ou de distribution

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

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

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

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

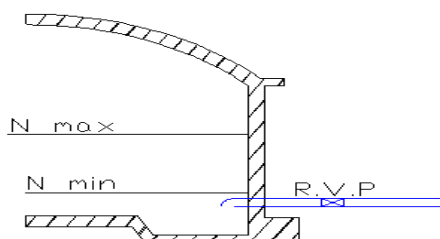


Figure III.3: Conduite de départ.

III.8.3 Trop plein et vidange

III.8.3.1 Conduite de trop-plein

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

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

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

III.8.3.2 Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

III.8.4 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie à adopter au niveau du réservoir , qui permet le déclenchement de la réserve d'incendies à tous moment.

On a trois systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

- Système à injection directe à travers la conduite de By-pass en cas ou la station de pompage est équipée par une pompe d'incendie.

III.8.5 Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, et sert à alimenter le réseau directement sans stocker l'eau lors de l'isolement de réservoir. Dans ce cas, l'eau arrive au réservoir se dirige directement vers la distribution. Cette conduite est utilisée pour séparer le réservoir dans le cas d'entretien ou réparation.

Quelque principe concernant la réserve d'incendie:

-Si plusieurs réservoirs existent sur le réseau, on admet que la réserve incendie se situe dans le réservoir supérieur.

-La réserve incendie ne doit servir à aucun autre usage.

- La pression statique doit être acceptable et la pression de service ne doit pas tomber au-dessous de l'ordre admissible lors de l'emploi de la quantité d'eau nécessaire à l'extinction dans la zone concernée.
- elle est de l'ordre de 120 m³ (assure un débit de 17 l/s pendant deux heures)
- dans le cas où le risque d'incendie est faible cette réserve est assurée par le réseau lui-même.

III.9 La capacité des réservoirs :

La capacité du réservoir varie selon les besoins en eau et le type de localités. Les éléments qu'on va les prendre en considération sont:

- besoins ,
- exploitations agricoles,
- besoins des végétaux,
- alimentation humaine,
- autres besoins.

Il faudra tenir également compte des fontaines et de la réserve incendie.

Le réservoir doit pouvoir emmagasiner, d'une part ce qui arrive en trop et d'autre part, le cube destiné à être distribué.

Dans la pratique il est conseillé de faire une étude technico-économique:

- _ Technique: avoir un volume minimum pour qu'il assure l'eau fraîche et répond aux besoins d'au moins une journée de consommation.
- _ Economique: il faut qu'on aie à un coût génie civil le plus minimum que possible.

III.9.1 principe de calcul :

Il dépend de la variation de la consommation pendant la journée et de la sécurité que l'on désire fournir :

En zone industrielle, on admet un volume de réservoir égal à la consommation maximum journalière plus le volume d'incendie.

III.9.2 détermination de la capacité du réservoir

Ce volume est déterminé selon :

- le volume d'eau max journalière « V_{max} » pompé pendant un temps déterminé,
- le nombre « n » d'incendie Min qu'on peut prévoir dans le Parc Industriel :

$$V_{stockage} = V_{max,j} + n \times V_{incendie}$$

Avec :

$V_{max,j}$: Volume maximum journalier (m^3) ;

n : Nombre d'incendie ;

$V_{incendie}$: Le volume nécessaire pour un incendie qui est égal à $120m^3$.

Tableau III.2 : Estimation du la capacité de stockage en eau potable

Q _{max,j} (m ³ /j)	nombre d'incendie	Vol Incendie (m ³)	Temps de pompage (Heure)	Capacité du Réservoir d'eau	
				Calculé.(m3)	Théorique.(m3)
14163,52	3	360	24H/24H=1	14163,52	5000+5000+4000
			20H/24H=0,83	12162,93	5000+4000+3000
			12H/24H=0,5	7441,76	5000+2500
			8H/24H=0,333	5081,17333	5000

Pour une alimentation du Parc en eau potable durant 20H sur 24H, le besoin du parc demande deux (02) réservoirs de capacité de 4000 m³ et un autre de 3000 m³. Pour cet objectif, en plus des réservoirs projetés pour l'alimentation du parc (4000 m³ et de 3000 m³), un troisième de 5000 m³ doit être connecté, on peut envisager celui projeté par la D.R.E dans le chef lieu de BBA.

III.9.3 Type de réservoir d'eau

Les réservoirs projetés dans le parc industriel sont de type Semi-enterrés.

Remarque

L'état du relief de la zone favorise la construction d'un réservoir au sol (semi-enterré) qu'aux propriétés technico-économique suivantes :

- Simplicité de réalisation du coffrage.
- Etanchéité plus facile à réaliser.

III.9.3 Type de réservoir d'eau

Les réservoirs projetés dans le parc industriel sont de type Semi-enterrés.

Remarque

L'état du relief de la zone favorise la construction d'un réservoir au sol (semi-enterré) qu'aux propriétés technico-économique suivantes :

- Simplicité de réalisation du coffrage.
- Etanchéité plus facile à réaliser.

III.9.4 Schéma d'implantation des réservoirs d'eau :

Les réservoirs sont implantés au niveau du point le plus haut du Parc Industriel Mecheta Fatima, soit à une cote de terrain proche de 935 m

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 6m.

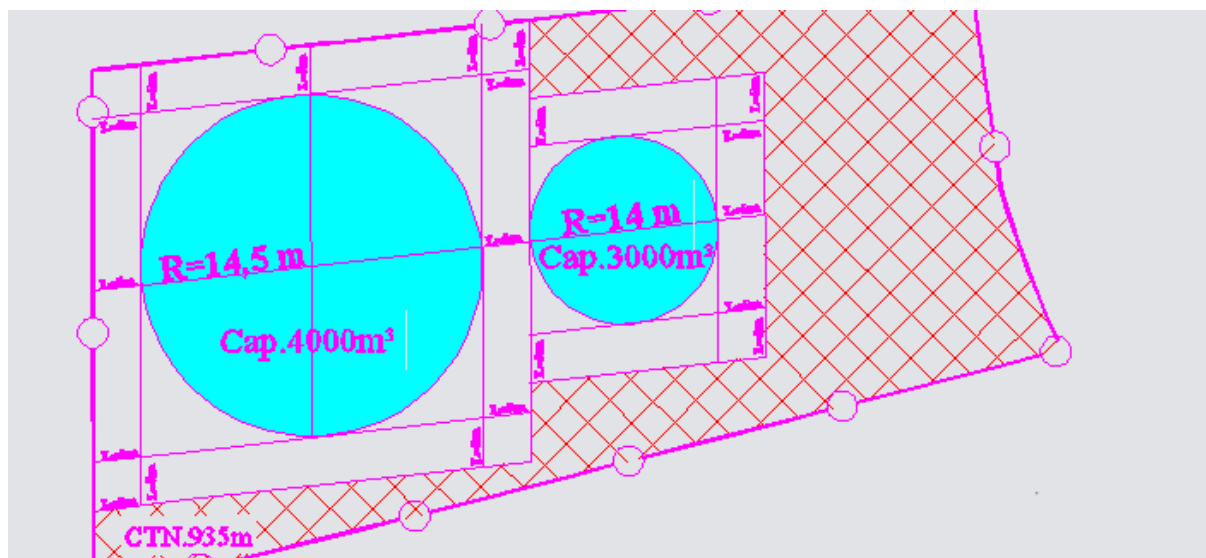


Figure III.4: Réservoirs projetés



Figure III.5: Réservoir existant (5000m³) en bon état

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{m})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur d'eau (m).

- La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R$$

R : marge de sécurité (m)

- La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{m})$$

Tableau III.3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
R2	4000	29	660,19	6,06	0,55	0,5	6,56
R3	3000	28	615,44	4,87	0,58	0,5	5,37

Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter des réservoirs ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé le volume du réservoir existant n'est pas suffisant.

Donc, il est nécessaire de projeter deux autres réservoirs.

CHAPITRE IV

RÉSEAU DE DISTRIBUTION ET D'INCENDIE

Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de la zone industrielle, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différents types d'industries et d'équipements.

À partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de conduites sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Il faut prévenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

IV.1 Classification du réseau de distribution :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

IV.1.1 Classification selon la disposition des réseaux :**IV.1.1.1 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).

IV.1.1.2 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.

Remarque :

Comme dans notre cas la dénivelée entre le point le plus haut et le point le plus bas de l'agglomération est de $935-876,52= 58,48$ m= 5,85 Bars alors que la limite de pression de service est de 6 bars, donc on est dans les normes et on n'est pas besoin de placer une brise charge.

IV.1. 2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :**IV.1.2.1 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

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

IV.1.2.2 Les 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.

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 :

- Il permet une alimentation en retour ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres traçons
- Bien qu'il soit plus coûteux que le réseau maillé, il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet

IV.2 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.

IV.3 Principe du tracé du réseau maillé :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instruction à respecter, à savoir :

- Choisir le lieu des consommateurs principaux ;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau ;
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses ;

- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau ;
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par des conduites secondaires.

IV.4 Calcul du réseau maillé :

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS basé sur deux lois à savoir :

Loi des nœuds :

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent.

Loi des mailles :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

IV.5 Choix du matériau des conduites :

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

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

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

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage;
- Disponibilité sur le marché;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres;
- Possibilité d'éviter les coudes par son flexibilité;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite);
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible);

- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Et l'inconvénient est que de nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords électro soudés (jonctions et branchements).

IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

On détermine :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- Les débits routes pendant les heures considérées ;
- Les débits spécifiques en considérant les débits routes ;
- Les débits supposés concentrés aux nœuds ;

IV-6.1 Calcul des débits :

- **Débits en route :**

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

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

Avec :

Q_r : débit en route (l/s) ;

Q_p : débit de pointe (l/s) ;

Q_{conc} : débit concentré (l/s).

- **Débit spécifique :**

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$q_{\text{sp}} = Q_r / \sum l_i$$

Avec :

q_{sp} : débit spécifique (l/s) ;

$\sum L_i$: somme des longueurs (m).

• **Les débits aux nœuds :**

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (Q_{ri}) en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * l_i$$

$$Q_{nd} = 0,5. \sum Q_{ri} + Q_{conc}$$

Avec :

l_i : longueur de tronçon numéro (i), (m) ;

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$: somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s)

Q_{nd} : débit au nœud (l/s) ;

Les résultats sont comme suit :

Dans notre cas on n'a pas des débits concentré, donc:

$$Q_{conc} = 0 \text{ et } Q_p = 163,93 \text{ l/s} \longrightarrow Q_r = 163,93 \text{ l/s.}$$

$$\sum L_i = 11220,35 \text{ m} \longrightarrow q_{sp} = 0,0097459 \text{ l/s/ml}$$

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau IV.1 : détermination des débits aux nœuds

Nœuds	Tançons	Longueur	Q sp	Q r	Q n
1	1_2	327,68	0,0097459	3,19	3,57
	1_r1	28,53		0,28	
	1_4	377,25		3,68	
2	2_1	327,68		3,19	3,68
	2_3	428,31		4,17	
3	3_2	428,31		4,17	4,92
	3_4	257,19		2,51	
	3_10	323,39		3,15	
4	4_1	377,25		3,68	3,74
	4_3	257,19		2,51	
	4_5	133,69	1,30		
5	5_4	133,69	1,30	6,38	
	5_6	380,35	3,71		
	5_28	794,25	7,74		
6	6_5	380,35	3,71	5,47	
	6_7	299,19	2,92		
	6_26	442,34	4,31		

Tableau IV.1 : détermination des débits aux nœuds (suite)

7	7_6	299,19	0,00974591	2,92	4,63
	7_8	199,52		1,94	
	7_24	451,83		4,40	
8	8_7	199,52		1,94	8,13
	8_9	397,58		3,87	
	8_14	639,38		6,23	
	8_16	430,96		4,20	
9	9_8	397,58		3,87	4,17
	9_10	52,45		0,51	
	9_13	405,99		3,96	
10	10_3	323,39		3,15	3,86
	10_9	52,45		0,51	
	10_11	416,56		4,06	
11	11_10	416,56		4,06	3,37
	11_12	275,38		2,68	
12	12_11	275,38		2,68	3,82
	12_13	508,95		4,96	
13	13_9	405,99		3,96	7,20
	13_12	508,95		4,96	
	13_14	561,91		5,48	
14	14_8	639,38	6,23	9,18	
	14_13	561,91	5,48		
	14_15	547,38	5,33		
	14_r3	135,59	1,32		
15	15_14	547,38	5,33	6,04	
	15_16	502,59	4,90		
	15_20	190,1	1,85		
16	16_8	430,96	4,20	6,19	
	16_15	502,59	4,90		
	16_17	337,25	3,29		
17	17_16	337,25	3,29	4,37	
	17_18	57,46	0,56		
	17_24	501,38	4,89		
18	18_17	57,46	0,56	3,44	
	18_19	405,71	3,95		
	18_22	242,6	2,36		
19	19_18	405,71	3,95	9,24	
	19_20	725,68	7,07		
	19_33	764,09	7,45		

Tableau IV.1 : détermination des débits aux nœuds (suite)

20	20_15	190,1	0,00974591	1,85	4,85
	20_19	725,68		7,07	
	20_21	79,57		0,78	
21	21_20	79,57		0,78	0,39
22	22_18	242,6		2,36	5,39
	22_23	304,73		2,97	
	22_31	558,41		5,44	
23	23_22	304,73		2,97	2,81
	23_24	250,52		2,44	
	23_25	22,04		0,21	
24	24_7	451,83		4,40	5,87
	24_17	501,83		4,89	
	24_23	250,52		2,44	
25	25_23	22,04		0,21	4,51
	25_26	432,67		4,21	
	25_30	471,56		4,60	
26	26_6	442,34		4,31	5,24
	26_25	423,67		4,13	
	26_27	210,13		2,05	
27	27_26	210,13		2,05	6,75
	27_28	167,01		1,63	
	27_29	1007,26		9,82	
28	28_5	794,25		7,74	4,68
	28_27	167,01		1,63	
29	29_27	1007,26		9,82	4,91
30	30_25	471,56		4,60	2,30
31	31_22	558,41		5,44	4,91
	31_32	449,77		4,38	
32	32_31	449,77		4,38	4,19
	32_33	409,28		4,00	
33	33_19	764,09		7,45	5,72
	33_32	409,28		4,00	

IV-7 calcul du réseau :

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

Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

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

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

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules suivantes : 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.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces 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.7.1 Réseau de distribution :

Etat des nœuds :**Tableau IV.2** : Etat des nœuds du réseau de distribution de la zone industrielle

Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pression (m)
J-1	920,59	3,57	940,68	20,09
J-2	901,19	3,68	938,35	37,16
J-3	896,3	4,92	933,77	37,47
J-4	910,36	3,74	932,25	21,89
J-5	907,31	6,38	930,68	23,37
J-6	887,52	5,47	923,72	36,2
J-7	893,61	4,63	914,09	20,48
J-8	905,46	8,13	957,76	52,3
J-9	894,54	4,17	908,62	14,08
J-10	902,49	3,86	916,03	13,54
J-11	881,42	3,37	918,22	36,8
J-12	876,52	3,82	921,79	45,27
J-13	902,12	7,2	925,54	23,42
J-14	899,04	9,18	929,4	30,36
J-15	880,16	6,04	904,26	24,1
J-16	895,67	6,19	906,39	10,72
J-17	894,98	4,37	919,78	24,8
J-18	890,73	3,44	913,61	22,88
J-19	897,88	9,24	950,52	52,64
J-20	879,37	4,85	910,88	31,51
J-21	885,17	0,39	920,87	35,7
J-22	881,46	5,39	909,19	27,73
J-23	884,46	2,81	910,61	26,15
J-24	910,55	5,87	942,11	31,56
J-25	892,88	4,51	921,02	28,14
J-26	905,15	5,24	955,27	50,12
J-27	890,56	6,75	907,5	16,94
J-28	889,57	4,68	910,34	20,77
J-29	900,69	4,91	948,26	47,57
J-30	885,25	2,3	910,53	25,28
J-31	882,61	4,91	917,8	35,19
J-32	882,61	4,19	917,76	35,15
J-33	886,14	5,72	907,82	21,68

Tableau IV.2 : Etat des nœuds du réseau de distribution de la zone industrielle (suite)

R2, R3	939	105,65	941	2
R1	928,72	58,28	930,72	2

Etat des tronçons :**Tableau IV.3** : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone industrielle« réseau de distribution »

N° de conduite	Nœud de Départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Perte charge unitaire(m/km)
P-1	R2,R3	1	315	105,65	1,01	28.53	2,61
P-2	1	2	250	32,08	1,91	327.68	3,21
P-3	2	3	315	28,4	1,07	428.31	8,90
P-4	3	4	160	20,00	1,21	257.19	3,62
P-5	1	4	250	70,00	0,84	377.25	6,02
P-6	3	10	160	3,48	2,35	323.39	2,52
P-7	4	5	315	86,26	1,42	133.69	5,32
P-8	5	6	250	54,88	2,31	380.35	1,28
P-9	6	7	200	40,00	0,39	299.19	6,52
P-10	7	8	160	20,00	2,02	199.52	5,23
P-11	9	8	250	10,16	2,35	397.58	2,93
P-12	10	9	125	11,43	2,03	52.45	3,79
P-13	11	10	125	11,81	1,86	416.56	2,52
P-14	12	11	160	15,18	0,67	275.38	3,52
P-15	13	12	200	19,00	1,09	508.95	1,39
P-16	13	9	110	2,90	0,95	405.99	5,38
P-17	14	13	200	29,10	1,23	561.91	2,13
P-18	14	8	75	3,00	1,06	639.38	5,29
P-19	R1	14	250	58,28	1,10	135.59	0,62
P-20	14	15	110	17,00	2,29	547.28	2,25
P-21	16	15	160	10,00	0,87	502.59	1,32
P-22	8	16	200	25,03	1,76	430.96	5,21
P-23	15	20	250	20,96	0,90	190.1	4,38
P-24	20	21	90	0,39	1,50	79.57	2,36
P-25	20	19	200	15,72	0,84	725.68	0,52
P-26	18	19	75	3,00	0,73	405.71	2,33
P-27	17	18	90	9,47	0,71	57.46	1,32

Tableau IV.3 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone industrielle« réseau de distribution » (suite)

P-28	24	17	110	5,00	1,50	501.83	2,37
P-29	18	22	160	3,03	1,05	242.6	1,52
P-30	23	22	90	7,71	0,58	304.73	3,28
P-31	25	23	125	6,02	0,32	22.04	5,65
P-32	24	23	160	4,50	0,52	250.52	2,36
P-33	16	17	200	8,84	0,61	337.25	1,82
P-34	6	26	200	9,41	0,53	442.34	5,23
P-35	5	28	160	25,00	0,89	794.25	3,52
P-36	28	27	160	20,32	0,76	167.01	3,03
P-37	27	26	125	8,66	1,20	210.13	0,38
P-38	27	29	75	4,91	2,01	1007.26	3,98
P-39	25	30	110	2,30	1,76	471.56	3,12
P-40	22	31	125	5,35	1,83	558.41	4,95
P-41	31	32	75	0,44	1,81	449.77	4,87
P-42	33	32	110	3,76	1,46	409.28	2,25
P-43	19	33	160	9,48	0,98	764.09	1,52
P-44	7	24	125	15,37	0,28	451.83	5,45
P-45	26	25	125	12,83	0,60	432.67	9,32

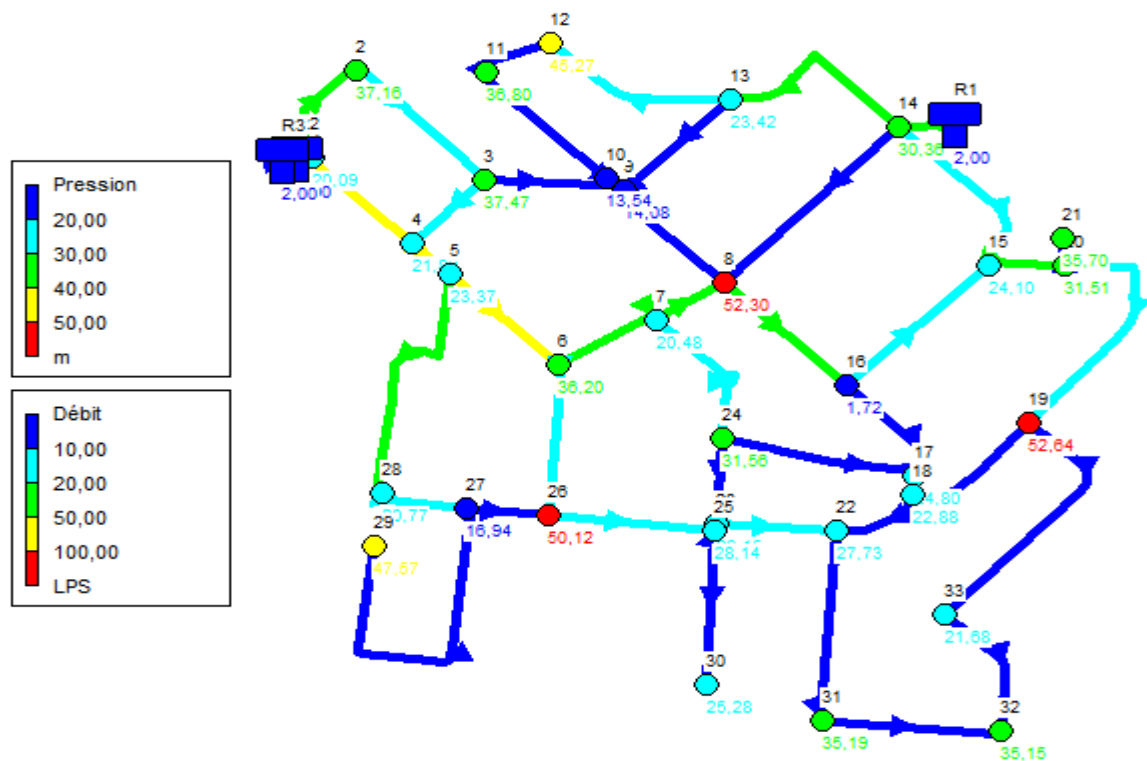


Figure IV.1: Variation de débit et de pression pour le réseau de distribution.

IV.7.2 Réseau d'incendie :

Le réseau d'incendie assure la protection du site par l'alimentation direct des lots par branchement particuliers à partir de piquage réalisé sur ce dernier, et aussi par moyen de poteaux d'incendies implantés à l'extérieur des lots, sur les trottoirs, sachant que chaque poteau d'incendie est conçu pour sécurisé un rayon de 150m.

Le réseau d'incendie projeté dans le Parc Industriel est du type maillé ; parallèle à celui du réseau d'A.E.P, de diamètres constant 127.6 mm et le type de matériaux est en acier. Ce réseau est dimensionné à la base de trois incendies déclenchés en même temps, nécessitant un volume d'eau de $3 \times 120 \text{ m}^3$ pour une période de deux (02) heures.

Hypothèse de calcul :

Le réseau incendie se calcul sur la base d'un débit de 17 l/s pour une durée de 2heures.

La réserve en eau incendie minimale à assuré est de 120 m^3 , vu l'importance de notre parc nous avons prévu un volume de 360 m^3 , ce volume est stocké directement dans les réservoirs d'eau potable.

Etant donné que notre réseau s'étale sur une surface importante, la simulation de ce dernier a été effectué sur la base de $3 \times 17 \text{ l/s}$, soutirés à partir des points les plus défavorables du réseau répondant sur la plus part de la surface de la zone industrielle. Sur ce qui suit nous allons vérifier la vitesse et la pression minimale de 1 bar que dois assurer notre réseau en ces points.

Etat des nœuds :**Tableau IV.4:** état des nœuds du réseau d'incendie de la zone industrielle :

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pression (m)
J-1	920.59	0.00	940.98	20.39
J-2	901.19	0.00	940.33	39.14
J-3	896.30	0.00	939.49	43.19
J-4	910.36	0.00	940.13	29.77
J-5	907.31	0.00	939.86	32.55
J-6	887.52	0.00	939.27	51.75
J-7	893.61	0.00	938.19	44.50
J-8	905.46	17.00	936.45	30.99
J-9	894.54	0.00	938.41	43.87
J-10	902.49	0.00	938.55	36.06
J-11	881.42	0.00	938.46	57.04
J-12	876.52	0.00	938.42	61.90

Tableau IV.4: état des nœuds du réseau d'incendie de la zone industrielle

(suite)

J-13	902.12	0.00	937.73	35.61
J-14	899.04	0.00	931.06	32.02
J-15	880.16	0.00	931.37	51.21
J-16	895.67	0.00	936.16	40.49
J-17	894.98	0.00	936.09	41.11
J-18	890.73	0.00	936.07	45.34
J-19	897.88	0.00	932.11	34.23
J-20	879.37	0.00	931.46	52.09
J-21	885.17	0.00	931.46	46.29
J-22	881.46	0.00	936.21	54.75
J-23	884.46	0.00	936.57	52.11
J-24	910.55	17.00	936.26	25.71
J-25	892.88	0.00	936.85	43.97
J-26	905.15	0.00	938.42	33.27
J-27	890.56	0.00	937.12	46.56
J-28	889.57	0.00	937.60	48.03
J-29	900.69	17.00	929.69	31.42
J-30	885.25	0.00	930.75	51.60
J-31	882.61	0.00	927.30	53.42
J-32	882.61	0.00	924.77	49.93
J-33	886.14	0.00	926.24	46.03
R2, R3	939	118.09	941.00	2
R1	928.72	58.28	930.72	2

Etat des tronçons**Tableau IV.5 :** Calcul des paramètres hydrauliques de la zone industrielle « réseau d'incendie »

N° de Conduite	Nœud de Départ	Nœud d'arrivé	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Perte charge unitaire(m/km)
P-1	R2,R3	1	94.79	0.62	28.53	0.75
P-2	1	2	38.32	0.73	327.68	1.97
P-3	2	3	38.32	1,15	428.31	1.97
P-4	4	3	8.75	0.56	257.19	2.49
P-5	1	4	56.47	0.85	377.25	2.42
P-6	3	10	47.07	0.90	323.39	2.91
P-7	4	5	47.71	0.79	133.69	2.69
P-8	5	6	33.77	0.65	380.35	1.55
P-9	6	7	20.00	0.82	299.19	3.87
P-10	8	7	8.60	0.90	199.52	5.31
P-11	9	8	41.01	1.08	397.58	4.92

Tableau IV.5 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone industrielle « réseau d'incendie »
(suite)

P-12	10	9	45.17	0.87	52.45	2.69
P-13	10	11	1.90	0.54	416.56	0.22
P-14	11	12	1.90	0.62	275.38	0.15
P-15	12	13	1.90	0.50	508.95	0.36
P-16	9	13	4.16	0.40	405.99	1.69
P-17	14	13	6.06	0.95	561.91	1.86
P-18	14	8	24.71	1.18	639.38	6.43
P-19	R1	14	43.79	0.84	135.59	2.53
P-20	14	15	13.02	0.54	547.28	0.57
P-21	15	16	3.84	0.78	502.59	6.52
P-22	8	16	7.91	0.62	430.96	0.68
P-23	15	20	9.18	0.48	190.1	0.43
P-24	20	21	0.95	0.71	79.57	1.02
P-25	20	19	9.18	0.88	725.68	0.90
P-26	18	19	7.67	0.93	405.71	5.77
P-27	17	18	4.42	0.91	57.46	0.34
P-28	24	17	0.35	0.81	501.83	0.34
P-29	18	22	3.25	0.64	242.6	0.58
P-30	23	22	4.76	0.35	304.73	1.17
P-31	23	25	10.72	1.12	22.04	1.26
P-32	24	23	5.95	0.38	250.52	1.21
P-33	16	17	4.07	0.77	337.25	0.20
P-34	6	26	13.77	0.56	442.34	1.91
P-35	5	28	13.95	0.66	794.25	2.84
P-36	28	27	13.95	0.66	167.01	2.84
P-37	27	26	3.05	0.62	210.13	6.18
P-38	27	29	17.00	1.07	1007.26	4.51
P-39	25	30	0.80	0.75	471.56	1.23
P-40	22	31	1.51	0.56	558.41	0.33
P-41	31	32	1.51	0.57	449.77	6.75
P-42	33	32	1.51	0.24	409.28	0.08
P-43	19	33	1.51	0.25	764.09	0.58
P-44	7	24	11.39	0.73	451.83	4.09
P-45	26	25	10.72	0.69	432.67	1.26

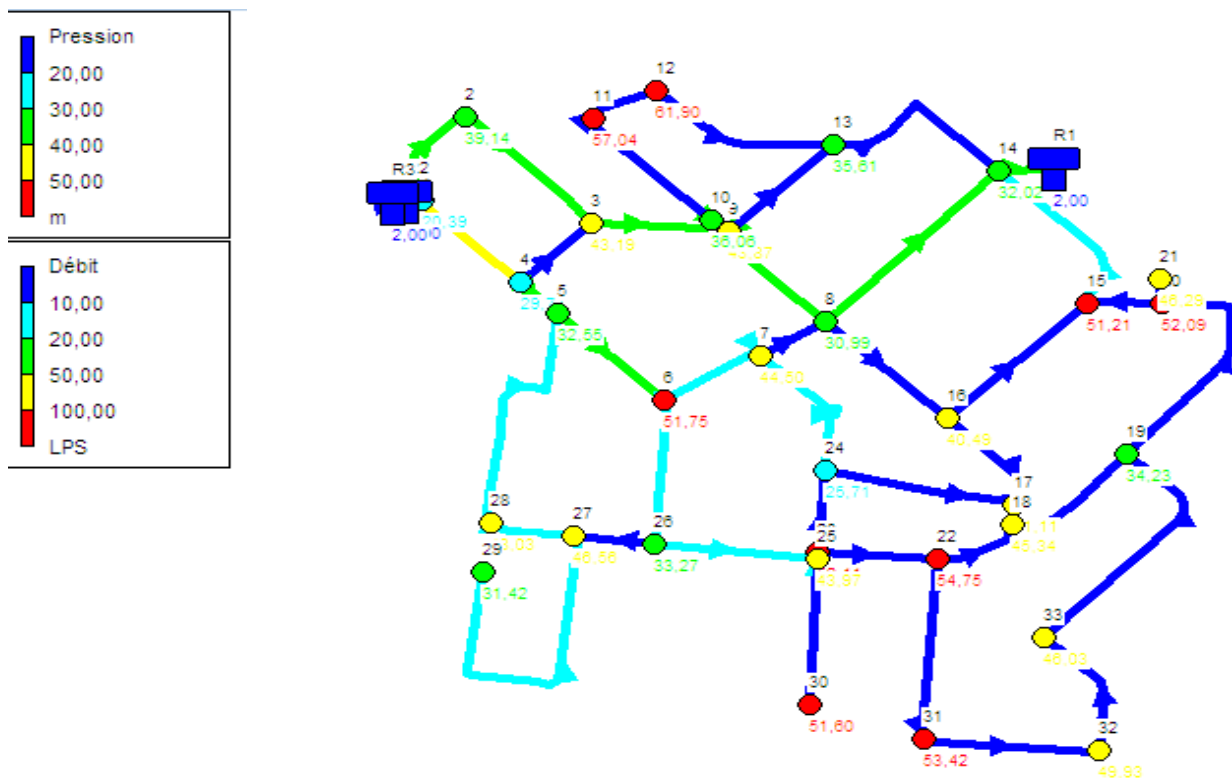


Figure IV.2: Variation de débit et de pression pour le réseau d'incendie

IV.8 Équipement du réseau :

IV.8.1 Type du matériau de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 75mm et 315 mm.

Le réseau d'incendie sera constitué d'un assemblage de tuyau en acier de diamètre de 127.6 mm

IV.8.2 Appareils et accessoires du réseau :

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vidanger une conduite ;
- Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

Vanne à papillon



Figure IV.3 : Vanne à papillon

- Organe de sectionnement et de régulation adapté spécialement au transit de tous fluides courants.
- Etanchéité totale et permanente dans les deux sens d'écoulement, par manœuvre au quart de tour.
- Raccordement adapté à tous les gabarits de brides normalisées.
- Fixation aisée en extrémité de canalisation par brides normalisées pour sectionnement temporaire du circuit.
- Protection du corps et de l'axe de manœuvre grâce à sa bague d'étanchéité assurant l'isolement total avec le fluide transité.
- Construction simple, robuste et éprouvée, garantissant un fonctionnement parfait et durable sans entretien dans de nombreux domaines d'utilisation.

Joint de démontage



Figure IV.4 : Joint de démontage

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

Fonction

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

Robinet vanne

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

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

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

Les robinets-vannes : ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Ils sont installés dans le réseau au niveau des ventouses, des robinets de vidange ou au niveau des nœuds. Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ($\varnothing < 100$ mm), sont à quart de tour.

Les vannes-papillons : ce sont des vannes à survitesse, ils sont dans notre projet utilisés au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une rangeabilité importante (avantage). Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée à 60°, car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Figure IV.5: Robinet vanne

Bouche ou poteau d'incendie

Le diamètre est normalisé à 100 ou 125mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doit assurer un débit minimal de 17l/s sous 1 bar ; la disposition du réseau (réseau d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120m³.

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

Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendies vides de toute eau. Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit le côté de la rue où on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution.



Figure IV.6 : Poteau d'incendie

Clapets

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

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (a la sortie des réservoirs par exemple).



Figure IV.7 : Clapet anti retour

Ventouses



Figure IV.8 : Ventouse

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

On trouve dans le marché deux types d'appareils :

- ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.

Pièces spéciales de raccordement

- **Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
- **Coudes** : utilisés en cas de changement de direction.

- **Cônes de réduction** : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

- **Les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- **Les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.



Figure IV.9 : Pièces spéciales

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on peut dire qu'après la conception du réseau, un bon fonctionnement du réseau de distribution et d'incendie a été remarqué, et cela s'est traduit par l'apparition de bonnes pressions aux nœuds et des bonnes vitesses d'écoulement dans les conduites, à savoir la pression doit être entre 20 à 50 m.c.e, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 2,5 m/s.

CHAPITRE V

ETUDE D'ADDUCTION

Introduction:

L'adduction étant définie comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation.

Mais les conduites d'amenée (ou conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

- L'adduction à écoulement gravitaire
- L'adduction à écoulement par refoulement
- L'adduction mixte

Il faut savoir que les adductions de notre réseau sont des adductions par refoulement. Mais pour faire le dimensionnement de ces conduites d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

V.1 Types d'adduction:

D'après leur fonctionnement et en fonction de la position de la source d'eau, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

V.1.1 Adduction Gravitaire:

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

V.1.2 Adduction par Refoulement:

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. Lors de l'établissement de la conduite de refoulement certaines conditions techniques et économiques doivent être respectées.

V.1.3 Adduction Mixte:

Combine les deux types d'adductions gravitaire et par refoulement. 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.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement.

V.2 Quelques notions simples sur l'adduction :

Pour faire le dimensionnement de ces conduites d'adduction, nous prenons en considération les aspects suivant:

V.2.1 Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.

- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

V.2.2 Choix du matériau de la conduite:

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence). Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Amiante Ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire. [6]

V.2.3 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.

V.2.4 La ligne piézométrique:

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

V.2.5 L'air dans la tuyauterie :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- 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,

-d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

V.3. Dimensionnement de l'adduction

V.3.1 Dimensionnement de la conduite piquage-R1,R2 :

V.3.1.1.Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{V.1})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (\text{V.2})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \quad (V.3)$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients **K'**, **m** et **β** .

Tableau V.1: Coefficients **K'**, **m**, **β** pour différents types de tuyau

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

Dans notre cas, on prend : **K'= 0,001052; $\beta = 2$; m = 4,772**

V.3.1.2 Calcul de la longueur équivalente

La longueur de tronçon est présentée dans le tableau suivant:

Tableau V.2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
Piquage 1	Réservoirs projetés R2, R3	3038,1239	3341,9363

V.3.1.3 Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)	Pression (m.c.e)	Cote piézométrique (m)
1	Piquage	854,217	95	949,217
3	Réservoirs projeté R2, R3	939	6	945

V.3.1.4. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (V.4)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

ΔH_i : La charge disponible du tronçon (i) en (m);

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

- **La vitesse d'écoulement**

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

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

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

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

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

Tableau V.4: Diamètre calculé pour le tronçon de l'adduction

Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	$D_{\text{calculé}}$ (mm)
105,65	3038,1239	3341,9363	0,00139	4,217	375,27

Tel que : $\Delta H_t = C_{p_{\text{Piquage}}} - C_{p_{R2,R3}} = 949,217 - 945 = 4,217$ m

V.3.1.5. Normalisation de diamètre

Après la normalisation on a abouti au résultat qui est représentée dans le tableau suivant:

Tableau V.5: Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D_{ca} (mm)	D (mm)	ΔH_i (m)	V (m/s)
1	105,65	375,27	400	3,11	0,84

V.3.1.6 .Les frais d'investissement

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

Tableau V.6: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
400	5850	3038,1239	17773024,8
Bilan			17773024,8

V.3.2 Dimensionnement de la conduite d'adduction Forage-R1

V.3.2.1 Détermination de diamètre économique

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique H donnée on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné. Si on adopte donc un grand diamètre, le prix (P_c) de la canalisation sera élevé, par contre la perte de charge (J) sera faible, on économise donc sur le prix du groupe (P_g) et le prix (P_e) de l'énergie nécessaire au pompage. Si au contraire on adopte un

petit diamètre, P_c est plus faible mais (P_g) et (P_e) seront plus élevés. Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix du m^3 d'eau élevé, tenu compte de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et de la consommation d'énergie) en fonction du diamètre D .

Actuellement, les diamètres économiques des conduites de refoulement sont déterminés par une des relations suivantes :

- **Formule de BRESS**

$$D_{\text{éco}} = 1,5 \times \sqrt{Q}; \quad (\text{V.6})$$

- **Formule de BONNIN**

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q}; \quad (\text{V.7})$$

- **Formule de MUNIER**

$$D_{\text{éco}} = (1 + 0.02n) \sqrt{Q} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage (h).

Q : débit en (m^3/s).

- **Autre formule**

$$D_{\text{éco}} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \cdot Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \quad (\text{V.9})$$

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

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

Tableau V.7 : la valeur de α , β , m en fonction du matériau

Tuyau	A	B	M
Acier	1.4	1.9-2	1.9-2
Fonte	1.6	1.9-2	1.9-2
A. Ciment	1.95	1.85	4.89
Plastique	1.95	1.77	4.774

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

$$\alpha=1.95 \quad \beta=1.77 \quad m=4.774$$

Facteur économique

$$E=10M.\sigma.\gamma \quad (V.10)$$

Avec :

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

M : facteur tenant compte des matériaux de la canalisation.

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

Tableau V.8 : Les valeurs de M en fonction de type de matériaux

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

$\sigma = 4.67$ prix de kWh de l'information : SONALGAZ

γ ; coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage.

Le coefficient γ est donné par la relation suivante ;

$$\gamma = \frac{1}{(k_0 * K_j * k_h)^3} \quad (V.11)$$

Avec :

k_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau $k_0 := 1.03$ à 1.04 ;

K_j : coefficient de variation journalière de la consommation : $1,1$ à $1,3$;

k_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la de consommation.

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{1}{(1.03 * 1.3 * 1.52)^3} = 0.491 \text{ et } M = 0.13$$

Qui donne $E = 10 * 0.13 * 4.67 * 0.491 = 2.982$

$$D_{ec} = E^{0.15} \cdot Q^{0.45} \cdot C_j^{0.68}$$

$$D_{ec} = 1.18 \cdot Q^{0.45} \quad (V.12)$$

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

Remarque :

Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation en fente dans une installation de petite ou moyenne importance.

La formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur des conduites ≤ 1 Km). Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

IV.3.2.2 Calcul des pertes de charge

V.3.2.2.1. Pertes de charge linéaires :

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

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

Elles sont calculées par la formule :

$$\Delta H_{lin} = L \times I = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} \quad (V.13)$$

Avec :

L : longueur de la conduite de refoulement en (m).

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

ΔH : Pertes de charge linéaires en (m).

I : gradient hydraulique en (m/m).

D : diamètre de la conduite de refoulement en (m)

λ : coefficient de frottement.

La détermination de ' λ ' a été déterminée par les calculs successifs de la valeur la plus communément donnée est celle de COLEBROOK :

En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Lg} \left(\frac{K}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) ; \quad (V.14)$$

Avec : Re nombre de Reynolds = $\frac{V \times D}{\nu}$;

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi

ν : viscosité cinématique de l'eau.

D : diamètre de la conduite en m.

Tableau V.9: Valeurs du coefficient k de la formule de Calebrook.

Nature des canalisations	K (10 ⁻⁴ m)
Fonte vieille.	20
Fonte neuve sans revêtement.	10
Fonte revêtue de ciment.	05
Fonte revêtue de ciment centrifuge.	2,5
Fonte revêtue de ciment lisse.	0,5
Béton coulé.	05
Béton centrifuge.	2,5
Béton précontraint.	0,5
Amiante-ciment.	0,25
Acier ou béton lisse	01

Et aussi, le coefficient ' λ ' est obtenu par la formule NIKURADZE suivantes :

En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \frac{K_s}{D} \right)^{-2} \quad (\text{V.15})$$

Avec :

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

$$K_s = K_0 + \alpha \times T ;$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, pour notre cas est égale à 0,8 mm ;

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER-LAMONT pour notre cas, on prend $\alpha = 0,04$ mm/an ;

T: temps de service, T=29 ans.

Alors : $K_s = 0,8 + 0,04 \times 29 = 2,0$ mm.

V.3.2.2.2 Pertes de charges singulières

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

$$\Delta H_{\text{sing}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{lin}}$$

V.3.2.2.3 Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = \Delta H_{\text{sing}} + \Delta H_{\text{lin}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{lin}} + \Delta H_{\text{lin}} \Rightarrow \Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_{\text{lin}}$$

IV.3.2.3 Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow \text{HMT} = H_g + \Delta H_t ; \quad (\text{V.16})$$

Avec :

H_g : la hauteur géométrique (m).

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration(m).

ΔH_r : pertes de charge au refoulement(m).

ΔH_t : la perte de charge totale(m).

IV.3.2.4 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante:

$$\text{Fex} = E \times e ; \quad (\text{V.17})$$

Avec :

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh).

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ (DA/KWh).

Sachant que le prix d'énergie (d'après la SONALGASE) est de :

- 06H au 17H : e = 1,34DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 11 heures.
- 17H au 21H : e = 6,06 DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 01 heures.
- 21H au 06H : e = 0,74 DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 08 heures.

Donc, le prix unitaire d'un kwh sera égal :

$$e = \frac{1,34 \times 11 + 6,06 \times 1 + 0,74 \times 8}{20} = 1,34 \Rightarrow e = 1,34 \text{ DA/kwh} \quad (\text{V.18})$$

IV.3.2.5 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement en (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$\text{F}_{\text{amor}} = P_{\text{rc}} \times A ; \quad (\text{V.19})$$

Avec :

P_{rc} : le prix de la conduite en (DA) ;

A : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$A = \left(\frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \times 100 ; \quad (\text{V.20})$$

Avec

i : le taux d'anuité annuel, $i = 8 \%$.

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 19$ ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{19}-1} + 0,08 = 0,1041 = 10.41\%$$

▪ Vérification de la vitesse d'écoulement

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosions de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères. $0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s}$;

Avec que la vitesse est calculée comme suite : $V = \frac{Q}{S}$;

Avec :

Q : Le débit max horaire qui transite dans la conduite en (m^3/s).

S : La section de la conduite en (m^2).

La section est déterminée par la formule suivante en (m^2):

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

D : le diamètre de la conduite en (m).

▪ Vérification du régime d'écoulement (nombre de REYNOLDS)

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

$$R \text{ (nombre de Reynolds)} = \frac{V \times D}{\nu} ;$$

AVEC :

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

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu = 1,03 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C ;

D : diamètre de la conduite en (m).

• Calcul de diamètre économique et la vitesse

Tableau V.10 calcul de diamètre économique et la vitesse correspondante :

Tronçon	Débit (l/s)	D cal (mm)	D norm (mm)	V(m/s)	Obs
F-R1	58,28	241,41	250	1,18	Vérifiée

- **Calcul des pertes de charge :**

On calcule les pertes de charges totales du tronçon F-R1.

Les valeurs sont mentionnées dans le tableau :

Tableau V.12. Calcul des pertes de charge

Tançons	longueur(m)	Longueur équivalente(m)	Débit (m ³ /s)	D éco (m)	Perte de charge(m)
F-R1	374,5036	430,679	0,0583	0.250	1,19

- **Calcul de la HMT de forage :**

On détermine la HMT de forage

Nous savons que la cote de trop pleine de réservoir est $C_{tp} = 933,72$ m

Sachant que :

$$C_{p \text{ forage}} = C_{tp \text{ rés}} + \Delta H_{\text{rés-forage}} \quad (\text{V.21})$$

Avec :

$C_{p \text{ forage}}$: cote piézométrique de forage F.

$C_{tp \text{ rés}}$: cote de trop plein de réservoir.

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

A.N : $C_{p \text{ forage}} = 933.72 + 0.735 = 934,455$

$C_{p \text{ forage}} = 934,455$ m

$C_{p \text{ forage}} = 934.455$ m

La hauteur manométrique totale de la pompe immergée de F est donnée par la formule suivante:

$$HMT = C_{p \text{ forage}} - C_{ND}$$

Avec :

HMT: hauteur manométrique totale ;

C_{ND} : cote de niveau dynamique ;

C_{ND} = cote au sol du forage (F) - Niveau dynamique du forage (F)

$C_{ND} = 934,455 - 98,59 = 835,865\text{m}$

Tableau V.13. calcul la hauteur manométrique de forage.

Forage	Débit (m^3/s)	ΔH rés-forage (m)	C_p forage (m)	C_{ND} (m)
F	0,05828	0,735	934,455	835,865

IV.4 Proposition des variantes

V.4.1 Refoulement d'un forage vers le réservoir existant R1

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations.

Variante N°1 : le type de matériaux utilisé le PEHD

Tableau V.14: Calcul de la hauteur manométrique total (HMT)

D (mm)	Q (m^3/s)	V(m/s)	Λ	L(m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	Hg	HMT (m)
200	0.05828	1,856	0,03541088	374,50	0,042	15,559	97,855	113,92
250	0.05828	1,188	0,03298552	374,50	0,013	4,995	97,855	103,35
315	0.05828	0,748	0,03072712	374,50	0,0041	1,544	97,855	99,89
400	0.05828	0,464	0,02862802	374,50	0,0012	0,460	97,855	99,55

Tableau V.15 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

D(mm) Forage-R1	Puissance(KW)	Énergie (KWh)	prix du (DA/KWh)	Frais d'exploitations (DA)
200	55,80	489467,87	4,67	2285814,97
250	50,69	444073,29	4,67	2073822,25
315	49,00	429243,51	4,67	2004567,21
400	48,83	427743,48	4,67	1997562,04

Tableau V.16 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.

forage-R1 (mm)	L(m)	Prix du ml (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement(DA)
200	374,5036	1333,8	499512,902	0,10412763	51999.29
250	374,5036	2147,78	804351,342	0,10412763	83732.97
315	374,5036	313,78	117511,74	0,10412763	129190.446
400	374,5036	5850	2190846,06	0,10412763	228067.075

Tableau V. 17: Bilan des frais des conduites

D(mm)	F exploitations (DA)	F investissement(Da)	Bilan (DA)
200	2285814.97	51999.29	2 359 564
250	2073822.25	83732.97	2 157 555
315	2004567.21	129190.446	2 133 758
400	1997562.04	228067.075	2 225 629

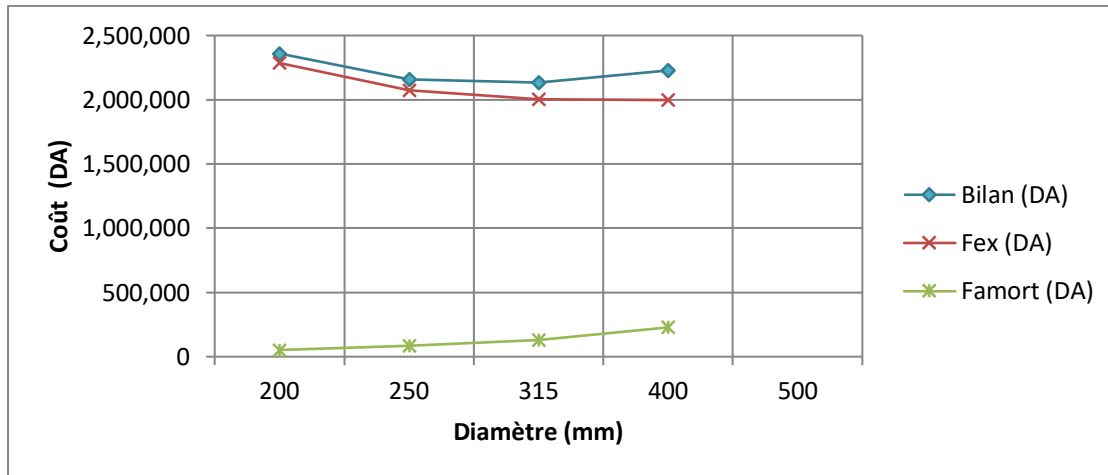


Figure V.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Forage-R1) (variante1)

Variante N°2 : le type de matériaux utilisé fonte ductil

Tableau V.18: Calcul de la hauteur manométrique total(HMT)

D (mm)	V(m/s)	Λ	L(m)	I (m/m)	ΔH_{total} (m)	HMT (m)
200	1,856	0,035410884	374,5036	0,036516115	13,675	112,031
250	1,188	0,032985524	374,5036	0,010900091	4,082	102,437
300	0,825	0,031184157	374,5036	0,004066459	1,523	99,878
350	0,606	0,0297738	374,5036	0,001768838	0,662	99,018
400	0,464	0,028628018	374,5036	0,001768838	0,335	98,690

Tableau V.19 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

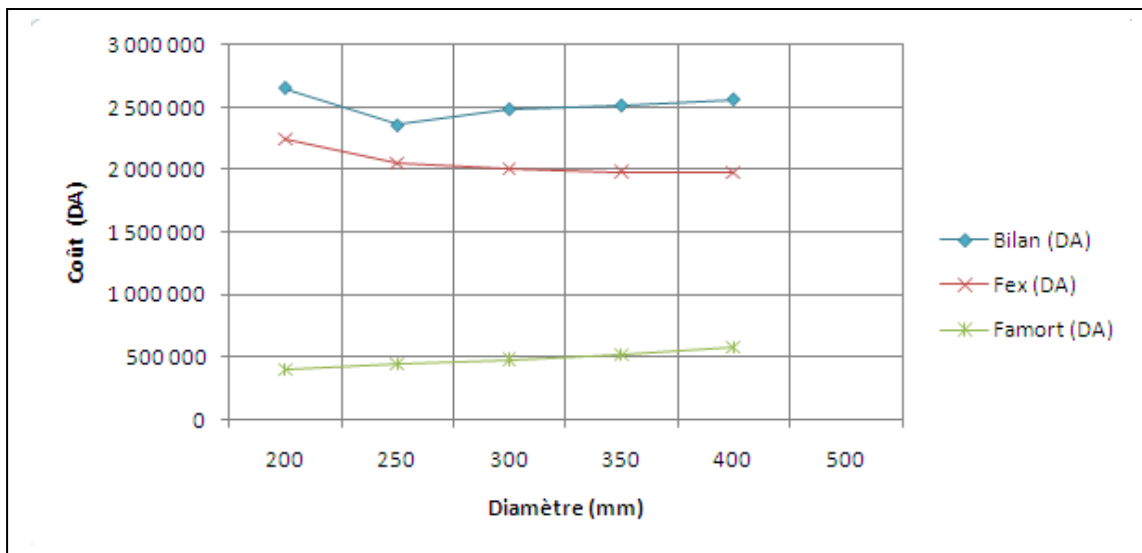
D(mm) forage-R1	Puissance(KW)	Energie (KWh)	prix du (DA/KWh)	Frais d'exploitations (DA)
200	54.95	481372.56	4,67	2248009.89
250	50.25	440149.25	4,67	2055497.01
300	48.99	429153.79	4,67	2004148.21
350	48.57	425458.56	4,67	1986891.48
400	48.41	424049.22	4,67	1980309.85

Tableau V.20 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.

D(mm) forage-R1	L(m)	Prix du ml (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement(DA)
200	374,5036	10323,1	3866038,11	0,104127627	402454.57
250	374,5036	11542,36	4322655,37	0,104127627	449988.42
300	374,5036	12336,05	4619895,13	0,104127627	480931.08
350	374,5036	13521,23	5063749,31	0,104127627	527136.303
400	374,5036	14910,06	5583871,15	0,104127627	581280.986

Tableau V. 21: Bilan des frais des conduites

D (mm)	F exploitations (DA)	F investissements(DA)	Bilan (DA)
200	2248009.89	402454.57	2 650 464
250	2055497.01	449988.42	2 359 564
300	2004148.21	480931.08	2 485 079
350	1986891.48	527136.303	2 514 028
400	1980309.85	581280.986	2 561 591

**Figure V.2** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Forage-R1) (variante2)

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD en vu des avantages qu'elles présentent par rapport les autres matériaux (résiste aux grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle).

D'après le graphe des frais d'amortissement et d'exploitation précédent on trouve que le diamètre économique est le diamètre $D=250\text{mm}$; et la vitesse d'écoulement $V=1,19\text{m/s}$. Cette vitesse d'écoulement est supérieure à $0,5\text{ m/s}$ donc vérifiée.

Conclusion:

Dans ce chapitre le paramètre le plus important est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable, et Pour ce faire nous avons toujours recours à l'aspect technico-économique. En fin le choix du matériau des conduites est fait selon les mêmes critères technico-économique notamment en tenant compte de la nature du sol, la topographie et le coût.

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BÉLIER

Introduction :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

VI.1 Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ; [7]

VI.2 Risques dus aux coups de bélier :

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.[7]

- **cas de la surpression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la

valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

- **Cas de dépression :**

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

- **Fatigue de la canalisation :**

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

VI.3 Interprétation physique du coup de bélier :

- **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 a (célérité d'onde) . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a

- **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/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sur 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/a

(c'est-à-dire $3L/a$ 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 $4L/a$ 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.

VI.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques uns:

- **Vanne à fermeture lente :**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

- **Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

- **Cheminée d'équilibre :**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $\frac{4L}{a}$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement

oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

- **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

- **Réservoir d'air :**

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions. [7]

Remarque :

Parmi tous ces antis bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur anti bélier en ligne, 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.

Dans ce projet, notre adduction par refoulement on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air. [7]

VI.5 Calcul du réservoir d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

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

- **Méthode de BERGERON**

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

VI.6 Dimensionnement du réservoir d'air

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (SALAH.B) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - v_m^2) * (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - v_s)}}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal

ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000$ kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ pour la fonte

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau $\nu_m = 0.3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m) $e_m = 0.0099$ m

a : rayon intérieur de la conduite (m)

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = H_g + \frac{C + V_0}{g}$$

Avec :

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

g: l'accélération de pesanteur

La charge statique absolue:

$$Z_0 = H_g + 10$$

La charge maximale absolue:

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

On a:

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \left. \vphantom{\frac{h_0}{Z_0}} \right\} \text{Abaque de VIBERT } \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \text{ (voir Annexe)}$$

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

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

Avec :

U_{max} : volume du réservoir d'air

VI.6.1 Les données de base

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

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

Tronçon	Type de	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Forage-R1	PEHD	250	0,049	1,19	374,5036	97,86

VI.6.2. Calcul de la célérité d'onde C

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

Tableau VI.2: Calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement

K (Pa) *10 ⁹	P (Kg/m ³)	a (m)	v _μ	v _σ	E _s (Pa) *10 ⁸	E _m (Pa) *10 ¹¹	e _m (m)	C (m/s)
2,07	1000	0,1023	0,46	0,33	2	3	0,0455	819,36

VI.6.3. Calcul de capacité de réservoir d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

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

Z ₀ (m)	Z _{max}	Z _{max} / Z ₀	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{LS}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Volume Normalisé (l)
107,86	191,50	1,78	1,19	9,81	0,072	0,00067	0,005	0,62	0,092	0,148	200

VI.6.4. Détails du réservoir d'air

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

Tableau VI.4: Détails de réservoir d'air

Normalisé (litre)	A (mm)	E (mm)	H (mm)
150	630	560	1100

Annexe N° VI.2

Conclusion :

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé les volumes de ces réservoirs d'air. Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coups de bélier doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisations de refoulement. Lorsque les dispositifs de protection n'ont pas été prévus

CHAPITRE VII

ORGANISATION DES CHANTIERS

Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VII.1 Différents travaux à entreprendre

VII.1.1 Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

VII.1.1.1 Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. 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.[8]

VII.1.1.2 Construction des regards

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

VII.1.1.3 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 10 cm dans notre cas.

VII.1.1.4 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.

VII.1.1.5 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.

VII.1.1.6 Remblayage des tranchées

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

VII.1.1.7 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 par la suite. [8]

VII.1.2 Travaux concernant la construction des réservoirs projetés

Etant donné que nos réservoirs sont du type sur sol, les principaux travaux sont :

- Fondation
- Voile
- Ceinture
- Coupole
- Lanterneau

VII.2 Calcul des volumes des travaux :

VII.2.1 Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers sachant que :

$$S_{exc} = b * h$$

Avec :

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe

b : largeur de la tranchée

h : profondeur de la tranchée

$$V_{exc} = L_{exc} * S$$

Avec :

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives

L_{exc} : Distance entre deux coupes consécutives

VII.2.2 La profondeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la relation suivante :

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

Avec : H_{tr} : profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol 80 et 120cm

$h = 1\text{m}$;

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,20\text{ m}$ donc $H_{tr} = D + 1.2$

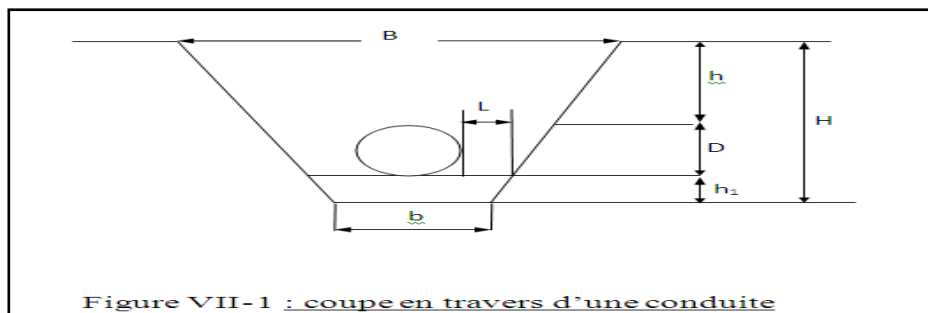


Figure VII-1 : coupe en travers d'une conduite

Figure VII.1 : Coupe en travers d'une conduite

VII.2. 3.Largueur de la tranchée

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

$$b = D + 0.6\text{ m}$$

Avec : b : largeur de la tranchée(m)

D : diamètre de la conduite (m)

➤ Réseau de distribution:

Tableau VII.1: Calcul du volume des déblais

D (mm)	L c (m)	b(m)	H tr	S d	V déblai	V décapage
63	314,37	0,663	1,263	0,837	159,030	743,909
75	1326,09	0,675	1,275	0,861	693,711	757,376
90	1435,92	0,69	1,29	0,890	782,720	774,204
110	320,54	0,71	1,31	0,930	184,342	796,645
125	1452,03	0,725	1,325	0,961	868,495	813,4754
160	2004,42	0,76	1,36	1,034	1310,089	852,747
200	2732,77	0,8	1,4	1,12	1967,594	897,628
250	1210,98	0,85	1,45	1,233	977,866	953,730
315	423,23	0,915	1,515	1,3862	393,064	1026,662
Total	11220,35				7336,913	7616,374

➤ Réseau d'incendie :

Tableau VII.2: calcul du volume du déblai(réseau d'incendie)

D (mm)	L c (m)	b(m)	H tr	S d	V déblai	V décapage
150	11220,35	0,75	1,35	1,0125	7152,9731	841,5263

➤ Réseau d'adduction :

Tableau VII.3: calcul du volume du déblai (réseau d'adduction)

D (mm)	L c (m)	b(m)	H tr	S d	V déblai	V décapage
315	374,5036	0,915	1,515	1,3862	347,8109	34,2671
400	3038,1239	1	1,6	1,6	3341,9363	2311,4736

VII.2.4 Détermination de la capacité du godé :

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

Tableau VII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m3)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0,55 m³.

VII.2. 5 Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

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

Avec :

q : capacité du gobet 0.55 m³.

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

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

Conducteur: varie entre (0,7- 0,9) ,on prend Kt = 0,8

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

Tc : la duré d'un cycle de remplissage du gobet Tc= (15-30) s, on prend Tc = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 0.55 \times 0.8 \times 0.8}{20 \times 1.2} = 52.8 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R p=422.4m³/j.

VII.2.6 Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur

$$V_s = B * e * L$$

Avec :

V_s : volume du lit de sable (m³)

e : épaisseur du lit de sable, $e = 10$ cm

L : longueur de la tranchée (m)

VII.2.7 Volume de la conduite

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.

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

Avec :

S_c : section de la conduite (m²)

D : diamètre de la conduite (m)

$$V_c = S_c * L$$

Avec :

V_c : volume de la conduite (m³)

VII.2.8 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 :

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

Avec :

V_r : volume de remblai compacté (m³)

Vd : volume de déblai (m³)

Vs : volume de lit de sable(m³)

Vc : volume occupé par la conduite $V=L \times \pi \phi^2 / 4$

L : longueur de la conduite

ϕ : diamètre de la conduite

➤ **Réseau de distribution:**

Tableau VII.5: calcul du volume du remblai

D (mm)	L c (m)	V déblai	V	Vs	V _r
63	314,37	159,030	0,980	20,843	137,208
75	1326,09	693,711	5,856	89,511	598,344
90	1435,92	782,720	9,130	99,078	674,511
110	320,54	184,342	3,045	22,758	158,540
125	1452,03	868,495	17,810	105,272	745,413
160	2004,42	1310,089	40,281	152,336	1117,472
200	2732,77	1967,594	85,810	218,622	1663,164
250	1210,98	977,866	59,414	102,933	815,519
315	423,23	393,064	32,966	38,726	321,373
Total	11220,35	7336,913	255,290	850,080	6231,544

➤ **Réseau d'incendie:**

Tableau VII.6: calcul du volume du remblai(réseau d'incendie)

D (mm)	L c (m)	V déblai	Vc	Vs	V _r
150	11220,35	7152,97,31	198,1794	841,5263	6113,2674

➤ **Réseau d'adduction**

Tableau VII.7: calcul du volume du remblai (réseau d'adduction)

D (mm)	L c (m)	V déblai	Vc	Vs	V _r
315	374,5036	347,8109	29,171	34,2671	284,3731
400	3038,1239	3341,9363	381,5884	303,8124	2656,5355

VII.2.9 calcul de volume excédentaire :

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

V_{exc} : volume du sol excédentaire en m³

V_f : volume du sol foisonné en m³

$$V_f = V_d \cdot K_f$$

V_d : volume du déblai en m³

k_f : coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$k_f = 1.25$$

➤ **Réseau de distribution :**

Tableau VII.8: calcul du volume excédentaire

D (mm)	L c (m)	V déblai	V_f	V_r	V_{exc}
63	314,37	159,030	198,788	137,208	61,580
75	1326,09	693,711	867,139	598,344	268,794
90	1435,92	782,720	978,40	674,511	303,889
110	320,54	184,342	230,428	158,540	71,889
125	1452,03	868,495	1085,619	745,413	340,206
160	2004,42	1310,089	1637,611	1117,472	520,139
200	2732,77	1967,594	2459,493	1663,164	796,329
250	1210,98	977,866	1222,332	815,519	406,813
315	423,23	393,064	491,330	321,373	169,957
Total	11220,35	7336,913	9171,141	6231,544	2939,596

➤ **Réseau d'incendie :**

Tableau VII.9: calcul du volume excédentaire (réseau d'incendie)

D (mm)	L c (m)	V déblai	V_f	V_r	V_{exc}
150	11220,35	7152,9731	8941,2164	6113,2674	2827,9490

➤ **Réseau d'adduction:**

Tableau VII.10: calcul du volume excédentaire (réseau d'adduction)

D (mm)	L c (m)	V déblai	V_f	V_r	V_{exc}
315	374,5036	347,8109	434,7636	284,3731	150,3905
400	3038,1239	3341,9363	4177,4204	2656,5355	1520,8848

VII.3.Devis estimatif :

Tableau VII.11: volumes et cout des travaux total.

Désignation de travaux	Unité	Quantités	Prix unitaire	Montant
Décapage de la couche végétale	m3	10 803,64	200	2 160 728,22
Déblai	m3	18 179,63	300	5 453 889,00
Lit de sable	m3	2 029,68	800	1 623 744,00
Conduite	ml	25 853,32	400	10 341 328,00
Remblai compacté	m3	15 285,72	800	12 228 576,00
Volume excédentaires	m3	7 438,82	160	1 190 211,20
			Total	32 998 476,20
			TVA 19%	6 269 710,48
			TTC	39 269 186,68

Arrêt le présent devis a la somme de : trente neuf millions deux cent soixante neuf mille cent quatre vingt six DA et soixante huit cts en TTC.

Conclusion :

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

A la fin, on peut dire que n'importe quel projet soit réalisé dans des bonnes conditions à temps et assez économique possible, il faut bien faire appel à toutes les connaissances que contient l'organisation de chantier.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins des industries.
- La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers la zone concernée.
- Le dimensionnement des réservoirs.

Pour cette zone industrielle plus ou moins structurée au point de vue plan de masse, le réseau adopté est de type maillé. Les résultats de dimensionnement obtenus montrent que les diamètres des tronçons formant les mailles transitent des débits répondant au concept de débits limites et vitesses limites à l'exception de certains tronçons et les pressions ainsi déduites sont réparties aux nœuds sont dans la fourchette acceptable.

Suite à l'évaluation des besoins en eau potable et au dimensionnement du réseau de distribution en eau potable de notre zone industrielle, nous avons constaté que la capacité du réservoir existant assurera l'alimentation à court terme seulement et pour l'assurer à long terme deux autres réservoirs qui sont projetés vu l'importance des besoins de la zone industrielle.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CHARLATTE [1] (Réservoir hydraulique).

ANDRE DUPONT [2] « HYRAULIQUE URBAINE », Tome II.1981 Eyrolles (Paris)

B.SALAH [3] « polycopie d'Alimentation en Eau Potable »

Taeibi . A ,Yahia M.S [4] [9] alimentation en eau potable et d'assainissement de la zone industrielle de blida site 1, 1984.

BOUCHAHM Aissa [5] alimentation en eau potable de la Z.H.U.N et de la zone industrielle de la ville de Didouche Mourad wilaya de canstanantine 1984.

J.BONIN.A [6]; Aide mémoire d'hydraulique urbaine , Edition Eyrolles paris 1982.

MEUNIER,M. [7]; le coup de bélier et la protection des réseau d'eau sou pression , edition Dunod.Paris , 1980

BEKHTAOUI M'hend [8]; :Etude du système d'alimentation en eau potable de la ville d'oueled heddadj (w.boumerdes) 2013.

ANNEXES

Annexe N° IV.1

Calcul du débit en fonction du diamètre et de la vitesse d'écoulement :

Désignation	D ext(mm)	Dint(mm)	Dint(m)	S(m ²)	V(m/s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /h)
PEHD25PN6	25	21	0,021	0,00035	2,00	0,0007	2,4938
PEHD25PN10	25	21	0,021	0,00035	2,00	0,0007	2,4938
PEHD25PN16	25	19	0,019	0,00028	2,00	0,0006	2,0414
PEHD32PN6	32	28	0,028	0,00062	2,00	0,0012	4,4334
PEHD32PN10	32	27,2	0,027	0,00058	2,00	0,0012	4,1837
PEHD32PN16	32	24,8	0,025	0,00048	2,00	0,0010	3,4780
PEHD40PN6	40	36	0,036	0,00102	2,00	0,0020	7,3287
PEHD40PN10	40	34	0,034	0,00091	2,00	0,0018	6,5370
PEHD40PN16	40	31	0,031	0,00075	2,00	0,0015	5,4343
PEHD50PN6	50	45,2	0,045	0,00160	2,00	0,0032	11,5531
PEHD50PN10	50	42,6	0,043	0,00143	2,00	0,0029	10,2622
PEHD50PN16	50	38,8	0,039	0,00118	2,00	0,0024	8,5131
PEHD63PN6	63	57	0,057	0,00255	2,00	0,0051	18,3726
PEHD63PN10	63	53,6	0,054	0,00226	2,00	0,0045	16,2462
PEHD63PN16	63	48,8	0,049	0,00187	2,00	0,0037	13,4667
PEHD75PN6	75	67,8	0,068	0,00361	2,00	0,0072	25,9945
PEHD75PN10	75	63,8	0,064	0,00320	2,00	0,0064	23,0178
PEHD75PN16	75	58,2	0,058	0,00266	2,00	0,0053	19,1544
PEHD90PN6	90	83	0,083	0,00541	2,00	0,0108	38,9563
PEHD90PN10	90	79,2	0,079	0,00493	2,00	0,0099	35,4709
PEHD90PN16	90	73,6	0,074	0,00425	2,00	0,0085	30,6322
PEHD110PN6	110	101,6	0,102	0,00811	2,00	0,0162	58,3727
PEHD110PN10	110	96,8	0,097	0,00736	2,00	0,0147	52,9874
PEHD110PN16	110	90	0,090	0,00636	2,00	0,0127	45,8044
PEHD125PN6	125	115,4	0,115	0,01046	2,00	0,0209	75,3067
PEHD125PN10	125	110,2	0,110	0,00954	2,00	0,0191	68,6729
PEHD125PN16	125	102,2	0,102	0,00820	2,00	0,0164	59,0641
PEHD160PN6	160	147,6	0,148	0,01711	2,00	0,0342	123,1955
PEHD160PN10	160	141	0,141	0,01561	2,00	0,0312	112,4243
PEHD160PN16	160	130,8	0,131	0,01344	2,00	0,0269	96,7470
PEHD200PN6	200	184,6	0,185	0,02676	2,00	0,0535	192,7016
PEHD200PN10	200	176,2	0,176	0,02438	2,00	0,0488	175,5633
PEHD200PN16	200	163,6	0,164	0,02102	2,00	0,0420	151,3522
PEHD250PN6	250	230,8	0,231	0,04184	2,00	0,0837	301,2268
PEHD250PN10	250	220,4	0,220	0,03815	2,00	0,0763	274,6915
PEHD250PN16	250	204,6	0,205	0,03288	2,00	0,0658	236,7191
PEHD315PN6	315	290,8	0,2908	0,06642	2,00	0,1328	478,2014
PEHD315PN10	315	277,6	0,2776	0,06052	2,00	0,1210	435,7736
PEHD315PN16	315	257,8	0,2578	0,05220	2,00	0,1044	375,8269
PEHD400PN6	400	369,4	0,3694	0,10717	2,00	0,2143	771,6419
PEHD400PN10	400	352,6	0,3526	0,09765	2,00	0,1953	703,0507
PEHD400PN16	400	327,4	0,3274	0,08419	2,00	0,1684	606,1490
PEHD500PN6	500	461,8	0,4618	0,16749	2,00	0,3350	1205,9516
PEHD500PN10	500	440,6	0,4406	0,15247	2,00	0,3049	1097,7691
PEHD500PN16	500	409,2	0,4092	0,13151	2,00	0,2630	946,8763

Annexe N° VI.1

Abaque de VIBERT

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

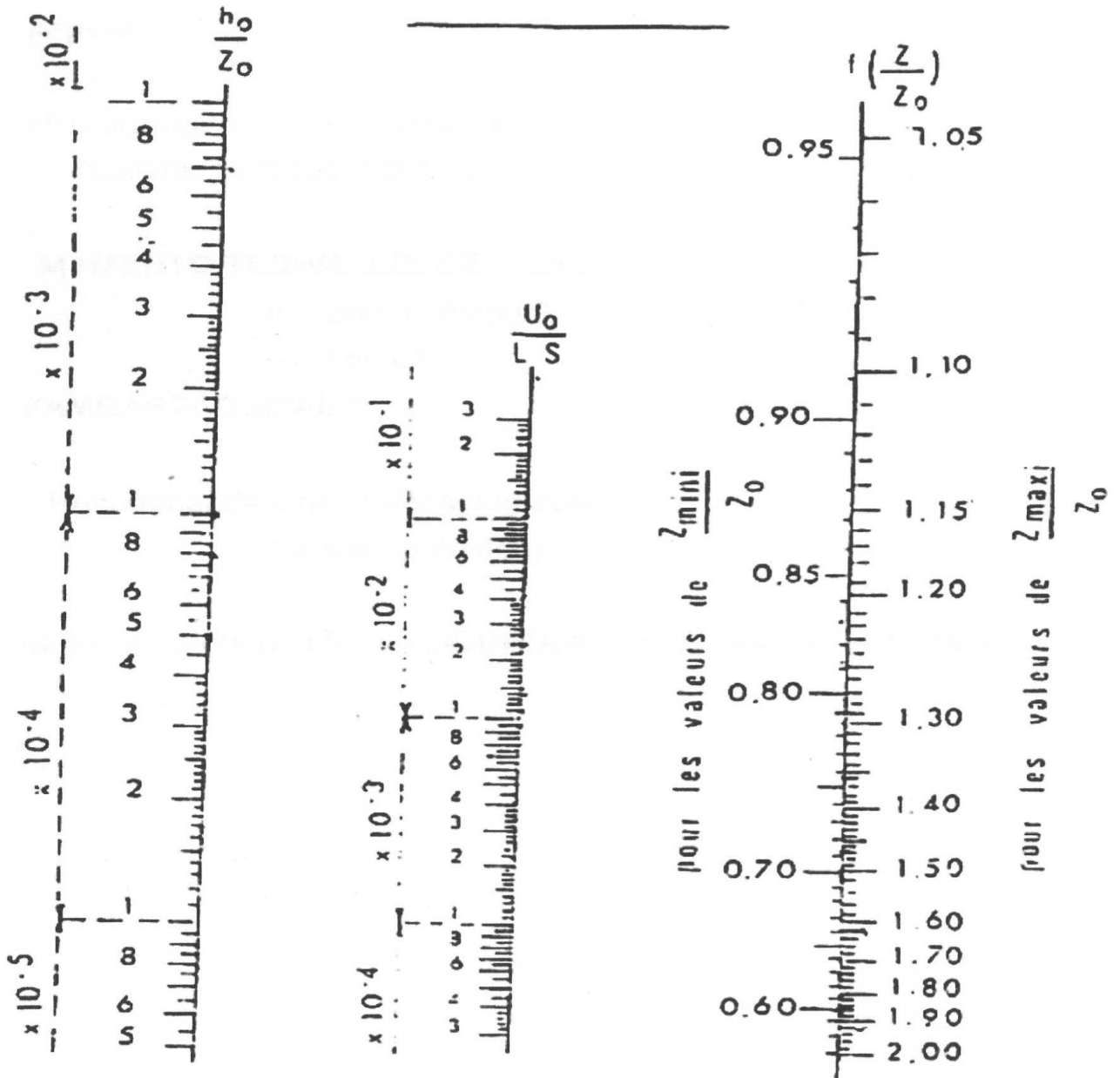


PLANCHE XXVII

Annexe N° VI.2

Planche d'encombrement des réservoirs d'air :

