

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de réseau d'alimentation en eau potable de la ville
Djouab (w. Medea).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0049-13

APA Citation (توثيق APA):

Aissou, Nadir (2013). Etude de réseau d'alimentation en eau potable de la ville
Djouab (w. Medea)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable.

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE DJOUAB WILAYA
DE MEDEA**

Présenté par :
M^r AISSOU Nadir

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r : B. SALAH	PROFESSEUR	Président
M^r : M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} : W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r : A. HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r : M. BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^r : Y. DERNOUNI	MA.A	Promoteur

Décembre 2013.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable.

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE DJOUAB WILAYA
DE MEDEA**

Présenté par :
M^r AISSOU Nadir

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r : B. SALAH	PROFESSEUR	Président
M^r : M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} : W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r : A. HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r : M. BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^r : Y.DERNOUNI	MA.A	Promoteur

Décembre 2013.



Remerciement

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

Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à Mr DERNOUNI.Y d'avoir accepter de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'elle a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.

Je remercie tout particulièrement mes parents et ma famille, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation d'ingénieur d'Etat. Je les remercie très sincèrement, d'avoir tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir ingénieur d'Etat en hydraulique.

Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, je ne saurais pas oublier de remercier tout mes amis qui m'ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à m'aider.

Merci.



Dédicace

Après cinq ans d'étude et de travail pour devenir un ingénieur d'Etat en Hydraulique. Je dédie ce Travail :

A mes très chers parents que Dieu les protège

A mes chers amis de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique, surtout mes copains de chambre :
MEDBOUH HECHEM et AMEUR MANSOUR
MOHAMED.AHMED
CHAOUCH

A mes frères, et mes sœurs

Aux enseignants de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique.

A tous mes amis : ABD FETAH, ALLAL, OUSSAMA.
NOUREDDINE

A tous les étudiants de l'ENSH.

ملخص:

العمل الذي نقوم به يهدف الى إنشاء نظام تزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة جوا بولاية المدية , من أجل تحديد النقائص الموجودة في نظام جلب وتوزيع المياه وكذلك هياكل التخزين وأيضا مراجعة سعة الشبكة الحالية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة 2035

هذه المراجعة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات لتحسين عملية التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمدينة بهدف تلبية حاجة المستهلكين الذين يعانون من نقص فادح في المياه..

Résume :

Notre travail consiste à faire une étude de dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la ville de DJOUAB au niveau de la willaya de MEDEA , pour ce faire nous avons déterminé les défaillances du système d'adduction et de distribution ainsi que les ouvrages de stockage et vérifions la capacité du réseau existant afin de véhiculer les débit nécessaires à l'horizon d'étude (2035) .

Cette vérification nous permettra de proposer un certain nombre de modifications afin de satisfaire les consommateurs qui souffrent d'un manque flagrant d'eau.

Abstract

Our work consists in studying the rehabilitation of drinking water supply system for the village of DJOUAB i.e. the determination of the failures of the adduction and distribution system as well as the works of storage and the checking of the capacity of the network existing to convey the flows necessary to the horizon of study (2035).

This checking will enable us to give certain numbers of modifications to improve the drinking water supply of this city.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION	3
I-1.Situation géographique	4
I-2.Situation topographique.....	4
I-3.Situation climatologique	4
I-4. Présentation hydraulique.....	4
CONCLUSION.....	6

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

INTRODUCTION	8
II-1. Estimation de la population futur.....	9
II-2. Norme unitaires de consommation	9
II-3. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	11
II-3. variation des débits de consommation journalière.....	12
CONCLUSION.....	15

CHAPITRE III

LE RESEAU DE DISTRIBUTION

INTRODUCTION	17
III -1. Classification du réseau de distribution.....	17
III -2.Classification selon la disposition du tronçon dans le réseau	17
III -3. Calcul hydraulique du réseau maille	19
III -4. Calcul du réseau.....	25
III -5. Equipement du réseau de distribution.....	38
CONCLUSION	39

CHAPITRE IV

ETUDE DES RESERVOIRS

INTRODUCTION	41
IV -1. Role des reservoirs.....	41
IV-2.Classification des reservoirs	42

IV-3.choix de la cote d'implantation et emplacement des reservoirs	44
IV-4.Equipements du résevoir	44
IV-5.Capacites des reservoirs.....	48
IV -6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant.....	51
CONCLUSION	53

CHAPITRE V

ETUDE DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION	55
V-1. Type d'adduction	55
V-2. Choix du tracé	56
V-3. Choix des types de conduites	57
V-4. Dimensionnement des conduites de refoulement	58
V-5. Dimensionnement des conduites gravitaires	62
V-6.Détermination des nouvelles hauteurs manométriques totales.....	64
CONCLUSION.....	65

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

INTRODUCTION	67
VI-1. Les principales causes du phénomène.....	67
VI-2. Les risques dus aux coups de bélier	67
VI-3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier	67
VI-4.Moyens de protection contre le coup de bélier	69
VI-5. Principe de fonctionnement	70
VI-6. Protection des conduites contre le coup de bélier	71
VI-7. Calcul de la célérité d'onde C	74
VI-8. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air	75

CHAPITRE VII
GESTION ET EXPLOITATION

INTRODUCTION	77
VII-1. But de la gestion.....	77
VII-2. Gestion et exploitation des ouvrages de stockage	77
VII-3. Gestion et exploitation du reseau	79
CONCLUSION.....	82

CHAPITRE VIII
PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION	84
VIII -1. Causes des accidents de travail dans un chantier	84
VIII -2. Listes des conditions dangereuses	85
VIII -3. Liste des actions dangereuses.....	86
VIII -4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	86
VIII -5. Organisation de la prévention des accidents du travail	87
CONCLUSION.....	90
CONCLUSION GENERALE	92

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 : Les caractéristique technique des forages	04
Tableau I-2 : la capacité des reservoirs.....	05
Tableau I-3 : caractéristique du réseau.....	06

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tableau II-1 : Estimation de la population futur.....	08
Tableau II-2 : Besoins domestique moyen à l'horizon 2035.....	10
Tableau II-3 : Besoins d'équipement.....	10
Tableau II-4 : Récapitulation des besoin en eau	11
Tableau II-5: Récapitulation des consommation journaliers	12
Tableau II-6: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant	13
Tableau II-7: variation des des débits horaires	14

CHAPITRE III : LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau III-1: Récapitulation des des débits	21
Tableau III--2: calcul des débits aux nœuds en cas de pointe	22
Tableau III-3: calcul des débits aux nœuds en cas de pointe+incendie.....	24
Tableau III-4: Relation entre les diamètres avantageux et les débits.....	25
Tableau III-5: diamètres avantageux et les débits.....	26
Tableau III-6: Résultats des caractéristique hydrauliques et géométriques (cas de pointe)	30
Tableau III-7: Détermination des charges (cas de pointe)	31
Tableau III-8: Résultats des caractéristique hydrauliques et géométriques (cas de pointe+incendie)	32
Tableau III-9: Détermination des charges (cas de pointe+incendie)	33
Tableau III-10: caractéristique de la canalisation	37

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV-1: Calcul de la capacité de réservoir.....	52
---	----

CHAPITRE V : ETUDE DE L'ADDITION

Tableau V-1: Les valeurs de M.	60
Tableau V-2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.	60
Tableau V-3: Les valeurs de α	61
Tableau V-4: Diamètres économiques de la conduite de refoulement	62
Tableau V-5: Diamètre des conduites gravitaires.	64
Tableau V-6 :Hmt de pour chaque conduites de refoulements.	65

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement et célérités d'onde.	74
Tableau VI-2: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.	74

CHAPITRE VII : GESTION ET EXPLOITATION

Tableau VII-1: Equipements du réservoir.	78
---	----

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1: Localisation de la zone d'étude..... 03

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN EN EAU

Figure II-1 : Histogramme d'évolutions de nombre d'habitant de
l'agglomération..... 9

Figure II-2: histogramme de la consommation d'eau journalière. 15

CHAPITRE III : LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure III-1: Répartition arbitraire des débits (cas de pointe)..... 27

Figure III-2: Répartition arbitraire des débits (cas de pointe + incendie)..... 28

Figure III-3 : schéma représentant les pression et les débits (cas de pointe)..... 35

Figure III-4 : schéma représentant les pression et les débits (cas de pointe+incendie)..... 36

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure VI-1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré..... 43

Figure IV-2 : matérialisation de la reserve d'incendie 47

Figure IV-3 :la méthode graphique..... 51

CHAPITRE VI : PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure VI.1 : Le reservoir d'air (anti bélier). 70

Figure VI.2 :le principe de disposition du reservoir d'air (anti bélier)..... 71

CHAPITRE VIII: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Figure VIII.1: Organigramme de la prévention. 88

LISTE DES ANNEXES

Annexe (I) : Répartition horaire du débit maximum journalier.

Annexe (II) : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air.

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan de masse de la ville de DJOUAB W. MEDEA.

Planche N° 2 : Schéma des Adductions de la ville de DJOUAB W. MEDEA.

Planche N° 3 : Les accessoires Dans un réseau AEP.

Planche N° 4 : Réseau de distribution de la ville de DJOUAB W. MEDEA

Planche N° 5: Profil en long du réservoir R1 au nœud 17 de la ville de DJOUAB
W. MEDEA

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La ville de DJOUAB souffre d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, et cela pour plusieurs raisons comme la mauvaise gestion, le gaspillage, le manque d'entretien. Le sous dimensionnement des conduites.

Cette région souffre d'un manque important de ressources en eau, ce qui a engendré un déficit considérable dû aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes
- une sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.
- Une démographie croissante.

Devant de telles situations il est impératif de mobiliser d'autres ressources, par la conception d'un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, afin de satisfaire la demande et de pallier au déficit.

Lors du diagnostic de l'ancien réseau de distribution de cette ville, on a constaté que le réseau est constitué des conduites en amiante ciment et en PVC, présente des fuites importantes, Donc notre travail consiste à réaliser un nouveau réseau formé des conduites non corrosives en PEHD, et assurant des débits et des pressions satisfaisantes sur tout le réseau.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

La présente étude a pour objet d'alimenter en eau potable répondant aux besoins des agglomérations, et ce chapitre présente la zone d'étude du point de vue géographique, climatique, démographique et hydraulique afin de mener à bien notre travail.

1.1- Situation géographique

La commune de Djouab est située à l'extrême Sud - Est du chef-lieu de la wilaya de Médéa à la frontière de celle-ci avec la wilaya de Bouira , administrativement la commune est rattachée à la daïra de Souagui.

Les limites de la commune sont :

- La commune de Bir ben abed au Nord.
- La commune de Dechmia à l'Est "Wilaya de Bouira".
- La commune de Ridane au Sud "Wilaya de Bouira".
- Les communes de Sidi zahar et Souagui à l'Ouest.



Figure I-1 : localisation de la zone d'étude

Source Google Earth

I-2.Situation topographique

Le territoire de la commune s'étend sur une superficie de 10500 ha, le caractère dominant de ces terres est montagneux avec un pourcentage qui atteint les 24%, la densité de la commune est à l'ordre de 116 hab/km².

I.3- Situation climatologique :

I-3.1.La température

Le climat dans la région est à tendance continentale, il se caractérise par des étés très chauds, dont la moyenne de la température avoisine 20°C, quant aux hivers, ils sont froids, avec une moyenne de température de 10°C.

I-3.2.pluviometrie

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (décembre, janvier, février). dont la précipitation moyenne annuelle est de l'ordre de 300mm.

I-4.presentation hydraulique

I-4.1.ressources en eau :

La ville de Djouab est alimentée actuellement à partir de 04 forages, Les caractéristiques techniques de ces forages sont données dans le tableau ci-après :

Tableau I-1 : Les caractéristiques techniques des forages

N° des forages	Lieu des forages	Profondeur(m)	Débit (l/s)	Année de réalisation
F1	Messouagui.	80	1.00	1985
F2	Chouaitia.	90	1.50	----
F3	Chaiba.	130	3.00	1992
F4	Oued safi	85	6.00	1993

Source DHW de Médéa

I-4.2.adductions

Les eaux des forages F4(Oued safi) et F2(Chouaitia) sont accumulées dans le réservoir de 50 m³, puis refoulées vers le réservoir "R1" semi-enterré de 500 m³ situé plus haut au Nord de la ville de Djouab par une conduite en amiante ciment de diamètre 150 mm sur une longueur de 1.08 km.

La conduite du forage F4 (Oued safi) est en Amiante Ciment de diamètre 125 mm et de longueur 3.65 km

Les eaux du forage F1(Messouagui) sont refoulées vers le réservoir "R2" de 100 m³ situé au Nord Est de la ville par une conduite en amiante ciment de diamètre 100 mm sur une longueur de 0.30 km.

Les eaux du forage F3(Chaiba) sont refoulées vers les deux réservoirs , "R3"200 m³ et "R4" de 100 m³ par une conduite en amiante ciment de diamètre 150 mm sur une longueur de 8.00 km.

I-4.3.les ouvrages de stockage :

Le stockage de l'eau potable de la ville de Djouab est assuré actuellement par quatre "04" réservoirs de capacité totale égale à 900 m³.

La capacité et les cotes des réservoirs sont données dans le tableau suivant :

Tableau I-2 : La capacité et les cotes des réservoirs.

N°	Capacité (m ³)	Cote radié(m)	Etat de l'ouvrage
R1	500	934.54	Bon état
R2	100	898.76	Bon état
R3	200	900.73	Bon état
R4	100	945.83	Bon état

Source DHW de Médéa

I-4.4. Réseau actuel de la ville :

Le réseau de distribution de la ville de Djouab couvre pratiquement la totalité de la ville et est de type maillé.

La longueur du réseau primaire et secondaire par diamètre et par matériau est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-3 : Caractéristiques du réseau.

Matériaux	Diamètre (mm)	Longueur (m)
Amiante ciment	250	556.00
Amiante ciment	100	4549.00
Amiante ciment	80	281.00
Acier	100	214.00
Acier	60	868.00

Source DHW de Médéa

Le réseau est formé des conduites en acier, et en amiante ciment.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en potable. Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un nouveau réseau de distribution afin de résoudre tous ces problèmes pour cette agglomération.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Introduction

Dans ce chapitre on va estimer les besoins en eau de notre agglomération selon le nombre d'habitants de l'agglomération à l'horizon de 2035, ainsi que les besoins des différents équipements.

Le calcul des besoins en eau de consommation se base sur les normes de consommation unitaire.

II-1. Estimation de la population future

L'estimation de la population se fera pour l'horizon 2035, le calcul sera établi sur la base de la formule suivante :

$$P_n = p_0 (1 + \tau)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec : P_n : population à l'horizon d'étude

p_0 : la population à l'horizon de référence (2008)

τ : Le taux d'accroissement de la population en (%)

n : le nombre d'années à l'horizon 2035, pour notre projet

On prend $n=22$ ans

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population de la commune de Djouab a été de 5284 habitants avec un taux d'accroissement de 2.1 %.

Selon la DRE de la wilaya de Médéa

Tableau II.01 Estimation de la population future

Année	Taux d'accroissement (%)	Population
2008	2.1	5284
2012	2.1	5742
2035	2.1	9262

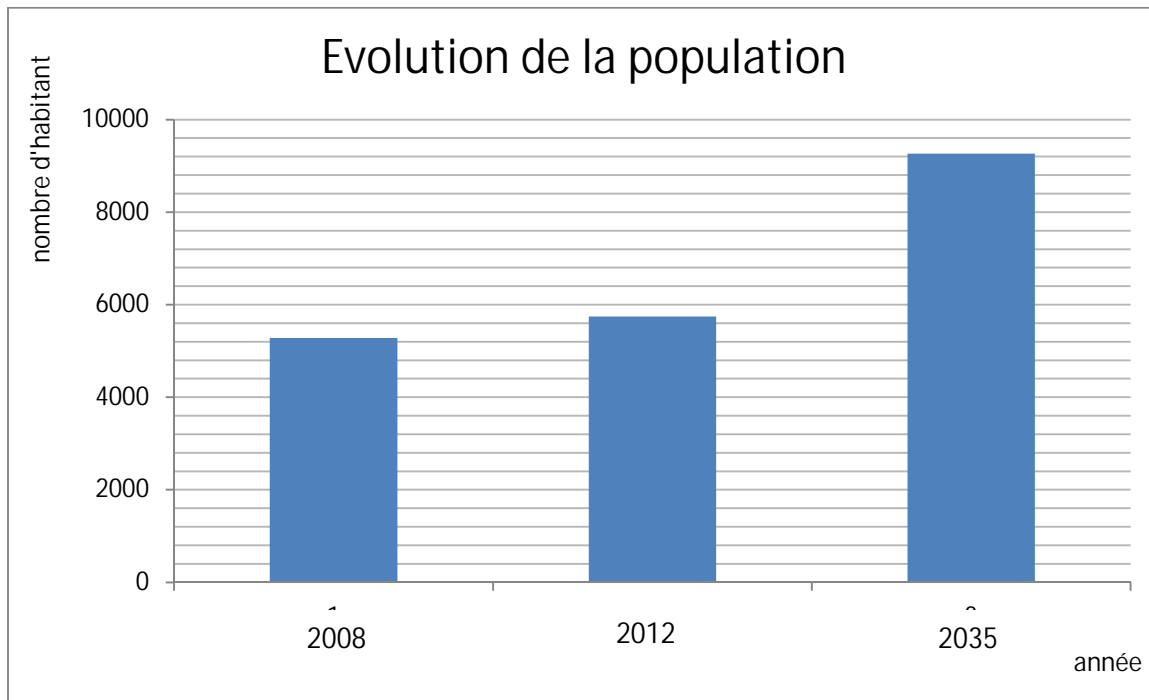


Figure II.1 : Histogramme d'évolution du nombre d'habitants

II-2. Normes unitaires de consommation

La dotation est la quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération, elle est généralement évaluée en litre par habitant par jour.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères qui sont :

- ❖ Le niveau de vie de la population,
- ❖ Le nombre d'habitants,
- ❖ Le développement urbain de la ville, et les Ressources existantes.

II-3. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation suivante :

$$Q = \sum_{i=1}^n N_i q_i \quad (\text{II-2})$$

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j]

N_i : Nombre des habitants ou le nombre des usagers dans chaque catégorie de consommateur .

q_i : dotation en l/j/hab .

II-3.1. Estimation des besoins domestiques moyens

On calcul les besoins domestique moyens à partir du nombre d'habitant, et on prend une dotation de 150 l /j/h : (Source : d'après la DRE de W.de MEDEA)

Les résultats du calcul sont dans le tableau suivant :

Tableau II.02 Besoin domestiques moyens à l'horizon 2035

année	Population (hab.)	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (m ³ /j)
2035	9262	150	1389

II-3.2. Estimations de débits de consommation moyenne d'équipements

Les besoins d'équipements englobent toutes consommations non domestiques telles que la consommation industrielle (usine), scolaire (école .CEM. lycée), hôpital, commercial et de sport etc...

Le tableau ci-après récapitule les différents besoins de l'agglomération

Tableau II.03 Besoins d'équipements

Type d'équipement	Nombre	Nombre de consommateurs	Dotation en eau (l/j/u)	Débit moyen journalier (m ³ /j)
Ecole	03	300	25	7,5
CEM	01	360	25	9
Lycée	01	420	25	10,5
Centre de santé	01	100	10	1
Mosquée	02	2000	10	20
Maison de jeune	01	32	10	2
Hôpital	01	120	50	6
APC	01	1000	05	5
				Σ= 61m³/j

SOURCE : DRE W. DE MEDEA

II-3.3. Besoins industriels

Actuellement, il n'existe aucune unité industrielle dans la commune de Djouab.

II-3.4. Les besoins moyens totaux

On fait la somme des besoins domestiques et les besoins d'équipements pour trouver les besoins moyens totaux. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.04. Récapitulation des besoins en eau

Catégorie de besoin	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
Domestique	1389
Publique	61
Total	1450

II-4. Variation des débits de consommation journaliers

II-4.1. Consommation maximale journalière

Pour calculer le débit maximal journalier il faut avoir le coefficient d'irrégularité de la consommation journalière qui représente la variation de la consommation journalière au cours de la semaine :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad (II-1)$$

Ce coefficient $K_{max,j}$ varie entre **1.1** et **1.3**, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II-4.2. Consommation minimale journalière

Le débit minimal journalier est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (II-2)$$

Et le $K_{min,j}$ défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \quad (II-3)$$

Ce coefficient $K_{min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

Tableau II.05 : Récapitulation de consommation journalière maximale et minimale à long terme :

$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
1450	1.3	1885	0.9	1305

II-5. Variation des débits moyens horaires

La détermination des débits horaires est liée au régime de consommation, ainsi que du développement des habitudes de la population

II-5.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24 \quad (m^3/h) \quad (II-4)$$

Avec :

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

$$\text{Donc : } Q_{moy,h} = \frac{1885}{24} = 78.54$$

II-5.2. Débit maximum horaire

Il représente le débit de pointe d'une agglomération et il dépend de coefficient d'irrégularité horaire maximale, Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution.

Pour déterminer ce débit on va étudier le régime de consommation de la ville de djouab

Tableau II.06 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source :ABRAMOV

Le nombre d'habitant de Djouab est inférieur à 10000 habitant à l'horizon 2035 donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.07 Variation des débits horaires

Heures	consommation totale $Q_{\max,j} = 1885 \text{ m}^3/\text{j.}$		consommation cumulée	
	%	$Q_{\text{hor}} (\text{m}^3/\text{h})$	%	$Q_{\text{hor}} (\text{m}^3/\text{h})$
00-1	1	18.85	1	18,85
1-2	1	18.85	2	37,7
2-3	1	18.85	3	56,55
3-4	1	18.85	4	75,4
4-5	2	37.7	6	113,1
5-6	3	56.55	9	169,65
6-7	5	94.25	14	263,9
7-8	6.5	122.53	20.5	386,43
8-9	6.5	122.53	27	508,96
9-10	5.5	103.68	32.5	612,64
10-11	4.5	84.83	37	697,47
11-12	5.5	103.68	42.5	801,15
12-13	7	131.95	49.5	933,1
13-14	7	131.95	56.5	1065,05
14-15	5.5	103.68	62	1168,73
15-16	4.5	84.83	66.5	1253,56
16-17	5	94.25	71.5	1347,81
17-18	6.5	122.53	78	1470,34
18-19	6.5	122.53	84.5	1592,87
19-20	5	94.25	89.5	1687,12
20-21	4.5	84.83	94	1771,95
21-22	3	56.55	97	1828,5
22-23	2	37.7	99	1866,2
23-00	1	18.85	100	1885

Donc d'après le tableau II.07 l'heure de pointe est de 12^h et 14^h avec un débit $Q_{\max h} = 131.95 \text{ m}^3/\text{h}$

Et un débit minimum à l'heur 23^h et 4^h

➤ $Q_{\text{minh}} = 18.85 \text{ m}^3/\text{h}$

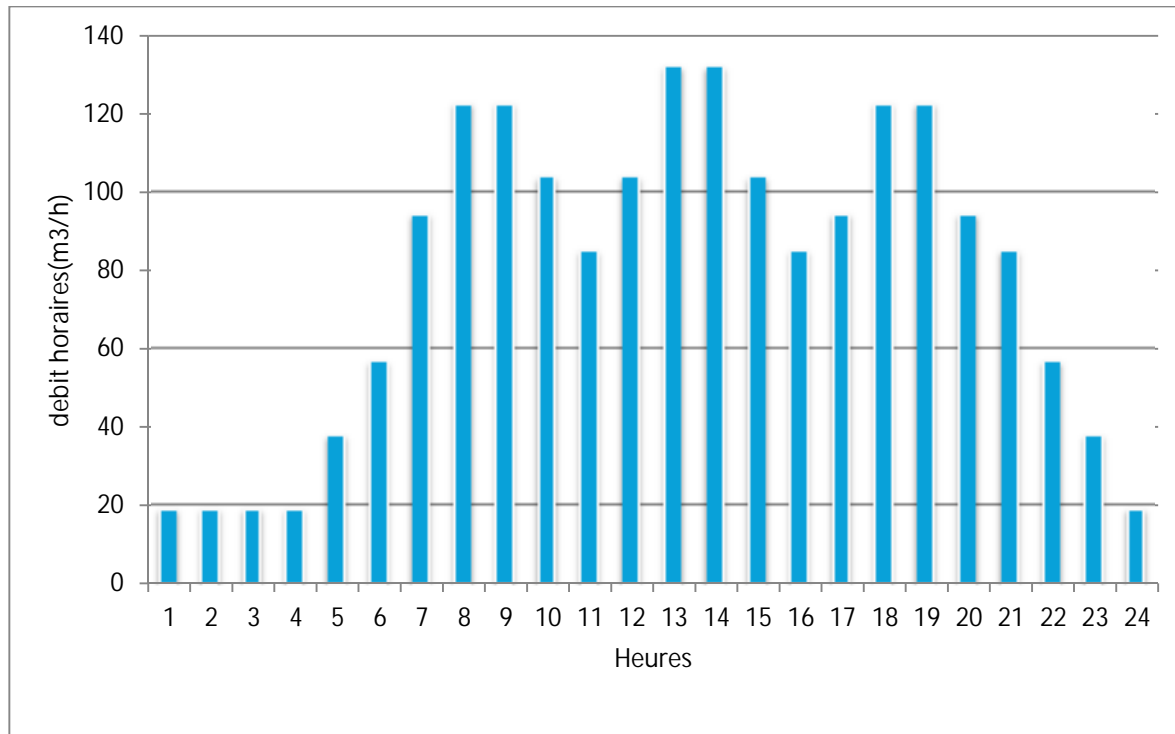


Figure II.2 : graphique de la consommation d'eau journalière

Conclusion

L'estimation des besoins en eau potable de cette ville, et la détermination des différents débits journaliers (maximum et minimum), et le débit de pointe ($Q_{\text{maxh}} = 131.95 \text{ m}^3/\text{h}$), nous aide à réaliser notre réseau de distribution.

CHAPITRE III

LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toutefois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins (domestiques, d'arrosage, industriels ou agricoles).

Ces canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées ou éloignées. nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits route pour chaque tronçon.

III.1. Classification du réseau de distribution

Les deux principales classifications des réseaux sont :

III.1.1. Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération

III.1.1.a. réseau unique

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

III.1.1.b. 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 point amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importante ; dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

III.2. Classification selon la disposition du tronçon dans le réseau

III.2.1. Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent.

C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau. .

III.2.1.1. Dimensionnement du réseau ramifié

Pour le dimensionnement du réseau de se placer les hypothèses les points les plus défavorables. Ces conditions produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus aval possible.

Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et celui d'incendie avec une pression de service suffisante pour les habitations élevées.

-le prix de revient du réseau doit être minimum

-pour le calcul de réseau de distribution, les données de départ sont :

- La longueur de tronçon du réseau qui est déterminée d'après les plans d'urbanisme et topographie de l'agglomération
- Les débits en chaque point de la conduite principale et branches puissent être obtenus en fonction des besoins de l'agglomération et calculés à la base des normes choisies.
- Les débits de distribution continue.
- Les cotes du terrain au point nodal du système déterminent d'après le plan topographique.

Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :

- Les conduites reliées en série auront une forme arborescente
- Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
- L'écoulement ne se fait que dans un seul sens.

Ce schéma n'est utilisé que pour les zones dont l'agglomération est éparpillée et le système d'alimentation ne peut être qu'à réservoir de tête.

III.2.2.Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

NB : Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé

III.2.2.a.Avantage du réseau maille

-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 tronçons. Bien qu'il soit plus coûteux que le réseau maille, il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution.

III.2.2.b. principe du trace du réseau maille

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

- choisir le lieu des consommateurs principaux
- déterminer le sens principal, il faut tracer les conduites maitresses
- tracer les conduites maitresses à travers les cotes géodésiques pour bien répartir l'eau.
- pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maitresses.
- tracer les conduites principales à travers les quartiers entre lesquels, les conduites seront prévues

III.2.c.calcul du réseau maille

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

1. **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 ;
2. **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 ou l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

III.3. Calcul hydraulique du réseau maille :

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

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits aux nœuds.

III.3.1.détermination des débits :

a. Le débit route :

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

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad \text{III-(1)}$$

Avec

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

b. Le débit spécifique

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

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad \text{III-(2)}$$

Q_{spc} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

c. Le débit au nœud

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

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \quad \text{Avec} \quad \text{III-(3)}$$

$Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud.

III.3.2.Calcul des débits

a. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 12 heures et 13 heures.

Voir Figure II.2 : l'histogramme de la consommation d'eau journalière (chapitre II)

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 131.95 \text{ m}^3/\text{h} = 36.65 \text{ l/s} \text{ et } Q_{\text{conc}} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} = 36.65 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 5103.43 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{\text{sp}} = 36.65 / 5103.43 = 0,0071814 \text{ l/s/m}$$

$$\text{donc: } Q_{\text{sp}} = 0,0071814 \text{ l/s/m}$$

Tableau III.1 Récapitulation des débits :

Heure de pointe (12 heures à 13 heures)	Q_{cons} (l/s)	36.65
	Q_{conc} (l/s)	–
	Q_{route} (l/s)	36.65
	$\sum L_i$ (m)	5103.43
	Q_{sp} (l/s/m)	0,0071814

On calcule le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit de chaque nœud du réseau, à partir de débit spécifique, connaissant les longueurs des tronçons.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau (III.2)

Tableau III.2 Calcul des débits aux nœuds en cas de pointe :

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q_{spec} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	$Q_{nœuds}$ (l/s)
1	N1-R1	556	0,0071814	3,991	3,823
	N1-N2	416,07		2,988	
	N1-N6	93		0,668	
2	N2-N1	416,07		2,988	2,159
	N2-N3	185,35		1,331	
3	N3-N2	185,35		1,331	0,989
	N3-N4	90,1		0,647	
4	N4-N3	90,1		0,647	1,554
	N4-N5	218,63		1,570	
	N4-N7	124,1		0,891	
5	N5-N4	218,63		1,570	1,307
	N5-N6	101,38		0,728	
	N5-N9	44,03		0,316	
6	N6-N1	93		0,668	1,76
	N6-N5	101,38		0,728	
	N6-N12	295,91		2,125	
7	N7-N4	124,1		0,891	2,012
	N7-N8	261,4		1,877	
	N7-N15	174,98		1,257	
8	N8-N7	261,4		1,877	1,732
	N8-N9	75,7		0,544	
	N8-N13	145,3		1,043	
9	N9-N5	44,03		0,316	1,413
	N9-N8	75,7		0,544	
	N9-N10	273,92		1,967	
10	N10-N9	273,92		1,967	1,927
	N10-N11	114,5		0,822	
	N10-N14	148,5		1,066	
11	N11-N10	114,5	0,822	1,191	
	N11-N12	217,25	1,560		
12	N12-N6	295,91	2,125	2,446	
	N12-N11	217,25	1,560		
	N12-N19	104,1	0,748		
	R2-N12	69,57	0,499		
13	N13-N8	145,3	1,043	2,157	
	N13-N14	178,03	1,279		
	N13-N15	277,46	1,993		
14	N14-N10	148,5	1,066	2,831	
	N14-N13	178,03	1,279		
	N14-N18	462,38	3,321		

Tableau III.2 Calcul des débits aux nœuds en cas de pointe (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q_{spec} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	$Q_{nœuds}$ (l/s)
15	N15-N7	174,98	0,0071814	1,257	2,141
	N15-N13	277,46		1,991	
	N15-N16	144,06		1,035	
16	N16-N15	144,06		1,035	0,762
	N16-N17	68,24		0,490	
17	N17-N16	68,24		0,490	0,722
	N17-N18	132,78		0,954	
18	N18-N14	462,38		3,321	2,511
	N18-N17	132,78		0,954	
19	N19-N12	104,1		0,748	0,469
	R3-N19	33,57		0,241	
	R4-N19	97,12		0,697	

b. Cas de pointe + incendie :

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

Le point le plus défavorable c'est le point le plus éloigné si le terrain est plat, ou c'est le plus haut si le terrain est accidenté .

Dans notre cas Le point le plus défavorable c'est le point le plus éloigné.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau (III. 3)

Tableau III. 3 Calcul des débits aux nœuds en cas de pointe + incendie :

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q_{spec} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	$Q_{nœuds}$ (l/s)
1	N1-R1	556	0,0071814	3,991	3,823
	N1-N2	416,07		2,988	
	N1-N6	93		0,668	
2	N2-N1	416,07		2,988	2,159
	N2-N3	185,35		1,331	
3	N3-N2	185,35		1,331	0,989
	N3-N4	90,1		0,647	
4	N4-N3	90,1		0,647	1,554
	N4-N5	218,63		1,570	
	N4-N7	124,1		0,891	
5	N5-N4	218,63		1,570	1,307
	N5-N6	101,38		0,728	
	N5-N9	44,03		0,316	
6	N6-N1	93		0,668	1,76
	N6-N5	101,38		0,728	
	N6-N12	295,91		2,125	
7	N7-N4	124,1		0,891	2,012
	N7-N8	261,4		1,877	
	N7-N15	174,98		1,257	
8	N8-N7	261,4		1,877	1,732
	N8-N9	75,7		0,544	
	N8-N13	145,3		1,043	
9	N9-N5	44,03		0,316	1,413
	N9-N8	75,7		0,544	
	N9-N10	273,92		1,967	
10	N10-N9	273,92		1,967	1,927
	N10-N11	114,5		0,822	
	N10-N14	148,5		1,066	
11	N11-N10	114,5	0,822	1,191	
	N11-N12	217,25	1,560		
12	N12-N6	295,91	2,125	2,446	
	N12-N11	217,25	1,560		
	N12-N19	104,1	0,748		
	R2-N12	69,57	0,499		
13	N13-N8	145,3	1,043	2,157	
	N13-N14	178,03	1,279		
	N13-N15	277,46	1,993		
14	N14-N10	148,5	1,066	2,831	
	N14-N13	178,03	1,279		
	N14-N18	462,38	3,321		

Tableau III.3 Calcul des débits aux nœuds en cas de pointe + incendie (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)
15	N15-N7	174,98	0,0071814	1,257	2,141
	N15-N13	277,46		1,991	
	N15-N16	144,06		1,035	
16	N16-N15	144,06		1,035	0,762
	N16-N17	68,24		0,490	
17	N17-N16	68,24		0,490	17,722
	N17-N18	132,78		0,954	
18	N18-N14	462,38		3,321	2,511
	N18-N17	132,78		0,954	
19	N19-N12	104,1		0,748	0,469
	R3-N19	33,57	0,241		
	R4-N19	97,12	0,697		

III.4.Calcul du réseau

III.4.1.Répartition arbitraire des débits

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

les diamètres avantageux sont donne dans le tableau III.4 en fonction des débits véhicules dans chaque tronçon.

Tableau III.4 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	<3	3 à 7.3	7.3 à 10.6	10.6 à 15.10	15.10 à 19.8	19.8 à 26.5	26.5 à 42	42 à 65	65 à 93

Source (polycopie de B.SALAH)

Après la répartition arbitraire des débits que nous allons effectués, nous pouvons alors déterminer le diamètre avantageux de chaque tronçon

Tableau III-5 : diamètres avantageux en fonction des débits

Tronçon	Débit repartis (l/s)		Q _{max} (l/s)	D (mm)
	Pointe	Pte+incendie		
R1-N1	20.01	21.17	21.17	175
N1-N2	3.79	4.95	4.95	75
N1-N6	12.40	12.40	12.40	125
N2-N3	1.63	2.79	2.79	50
N3-N4	0.64	1.8	1.8	50
N4-N5	7.88	11	11	125
N4-N7	6.97	11.24	11.24	125
N5-N6	16.67	22.21	22.21	175
N5-N9	7.48	9.91	9.91	100
N6-N12	6.04	11.57	11.57	125
N7-N8	2.68	4.97	4.97	75
N7-N15	2.34	4.26	4.26	75
N8-N9	4.78	10.26	10.26	100
N8-N13	5.67	13.15	13.15	125
N9-N10	1.29	1.76	1.76	50
N10-N11	3.75	14.06	14.06	125
N10-N14	3.12	10.37	10.37	100
N11-N12	4.94	15.25	15.25	150
N12-N19	16.05	13.72	13.72	125
R2-N12	2.38	15.55	15.55	150
N13-N14	2.28	6.07	6.07	75
N13-N15	1.23	5.27	5.27	75
N14-N18	2.56	13.61	13.61	125
N15-N16	1.43	7.39	7.39	100
N16-N17	0.67	6.63	6.63	75
N17-N18	0.5	11.10	11.10	125
R4-N19	10.95	12.76	12.76	125
R3-N19	5.59	5.17	5.59	75

III.4.2 Simulation par le logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. IL calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

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

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazan-Williams, Darcy-Weisbach, et Chézy-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 modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, dans les tableaux suivants :

III.4.2.1.Cas de pointe :**Tableau III-6 :** résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m)
R1-N1	556	200	19.17	0.61	1,16
N1-N2	416.07	110	6.34	0.67	2,12
N1-N6	93	125	9.00	0.73	0,48
N2-N3	185.35	125	4.18	0.34	0,25
N3-N4	90.1	110	3.19	0.34	0,14
N4-N5	218.63	90	2.84	0.45	0,70
N4-N7	124.1	90	4.48	0.70	0,89
N5-N6	101.38	160	11.11	0.55	0,23
N5-N9	44.03	90	6.95	1.09	0,69
N6-N12	295.91	90	3.86	0.61	1,64
N7-N8	261.4	75	0.66	0.51	0,15
N7-N15	174.98	110	3.13	0.33	0,26
N8-N9	75.7	110	5.45	0.57	0,30
N8-N13	145.3	75	3.05	0.69	1,26
N9-N10	273.92	75	0.9	0.20	0,27
N10-N11	114.5	110	6.77	0.71	0,66
N10-N14	148.5	90	4.94	0.78	1,27
N11-N12	217.25	125	7.96	0.65	0,90
N12-N19	104.1	160	11.16	0.56	0,24
R2-N12	69.57	90	3.11	0.49	0,26
N13-N14	178.03	75	0.35	0.80	0,03
N13-N15	277.46	75	1.25	0.48	0,50

Tableau III-6 : résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques(suite)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge(m)
N14-N18	462.38	75	1.76	0.40	1,52
N15-N16	144.06	90	2.24	0.35	0,30
N16-N17	68.24	75	1.48	0.34	0,17
N17-N18	132.78	75	0.75	0.70	0,10
R4-N19	97.12	200	17.46	0.56	0,17
R3-N19	33.57	125	5.83	0.48	0,08

Les charges et la pression dans le réseau sont données par le tableau III-7

Tableau III-7: Détermination des côtes piézométrique.

Nœud	cote (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique(m)	Pression(m)
N1	881	3.823	901.11	20.11
N2	873,6	2.159	897.95	24.35
N3	876,6	0.989	897.31	20.71
N4	879,7	1,554	897.12	17.42
N5	881,3	1,307	897.49	16.19
N6	883,4	1.76	899.73	16.33
N7	880	2.012	896.63	16.63
N8	876	1,732	896.66	20.66
N9	878	1,413	897.09	19.09
N10	882,1	1.927	897.09	14.99
N11	887	2.191	898.08	11.08
N12	892,5	2.446	900.62	8.12
N13	868,5	2.157	896.38	27.88
N14	871	2.831	896.39	25.39
N15	867,3	2.141	896.27	28.97
N16	865	0.762	896.12	31.12
N17	864	0.722	896.08	32.08
N18	862,2	2.511	896.06	33.86
N19	896,3	0.469	902.95	6.65

Tableau III-7: Détermination des côtes piézométrique. (suite)

Nœud	Cote (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Hauteur de cuve(m)
R1	934.50	-	936.50	2.00
R 2	898.76	-	900.76	2.00
R3	945.83	-	947.83	2.00
R 4	900.73	-	902.73	2.00

III.4.2.2: Cas de pointe +incendie :**Tableau III -8:** résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m)
N1-NR1	556	200	26.17	0,83	2,01
N1-N2	416.07	210	10	1,05	4,76
N1-N6	93	125	12.34	1,01	0,84
N2-N3	185.35	125	7.84	0,64	0,75
N3-N4	90.1	110	6.85	0,72	0,53
N4-N5	218.63	90	1.66	0,26	0,27
N4-N7	124.1	110	15.95	1,68	3,24
N5-N6	101.38	160	28.08	1,40	1,21
N5-N9	44.03	110	16.11	1,70	1,17
N6-N12	295.91	160	17.5	0,87	1,52
N7-N8	261.4	75	3.445	0,78	2,82
N7-N15	174.98	110	10.5	1,11	2,18
N8-N9	75.7	110	18.94	1,99	2,68

Tableau III -8:caractéristiques hydrauliques (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge(m)
N8-N13	145.3	125	20.65	1,68	3,26
N9-N10	273.92	75	4.25	0,96	4,29
N10-N11	114.5	110	13.82	1,45	2,32
N10-N14	148.5	90	7.64	1,20	2,75
N11-N12	217.25	125	15.01	1,22	2,77
N12-N19	104.1	160	26.85	1,34	1,14
N12-NR2	69.57	90	8.11	1,28	1,43
N13-N14	178.03	75	0.8	0,18	0,15
N13-N15	277.46	125	18.99	1,55	5,36
N14-N18	462.38	75	4.1	0,93	6,79
N15-N16	144.06	160	27.349	1,36	1,63
N16-N17	68.24	160	26.587	1,32	0,74
N17-N18	132.78	75	1.589	0,36	0,36
NR4-N19	97.12	200	19.49	0,62	0,21
NR3-N19	33.57	125	7.83	0,64	0,14

Les charges et la pression dans le réseau sont données par le tableau III-9

Tableau III-9: Détermination des côtes piézométrique.

Nœud	Cote (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique(m)	Pression(m)
N1	881	3.823	928.99	47.96
N2	873,6	2.159	901.81	28.21
N3	876,6	0.989	900.15	23.55
N4	879,7	1,554	898.82	19.12
N5	881,3	1,307	899.04	17.74
N6	883,4	1.76	899.36	15.98
N7	880	2.012	893.71	13.71
N8	876	1,732	896.37	20.37

Tableau III-9: Détermination des côtes piézométrique.(suite)

Nœud	Cote (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique(m)	Pression(m)
N9	878	1,413	897.3	19.3
N10	882,1	1.927	897.4	15.30
N11	887	2.191	899.3	12.30
N12	892,5	2.446	901.55	9.05
N13	868,5	2.157	892.97	24.47
N14	871	2.831	892.97	21.97
N15	867,3	2.141	890.47	23.17
N16	865	0.762	890.41	25.41
N17	864	17.722	890.36	26.39
N18	862,2	2.511	892.57	30.37
N19	896,3	0.469	902.68	6.38

Tableau III-9: Détermination des côtes piézométrique. (Suite)

Nœud	cote (m)	Demande (l/s)	Cote pézométrique(m)	Hauteur de cuve(m)
R1	934.50	-	936.50	2.00
R 2	898.76	-	900.76	2.00
R3	945.83	-	947.83	2.00
R 4	900.73	-	902.73	2.00

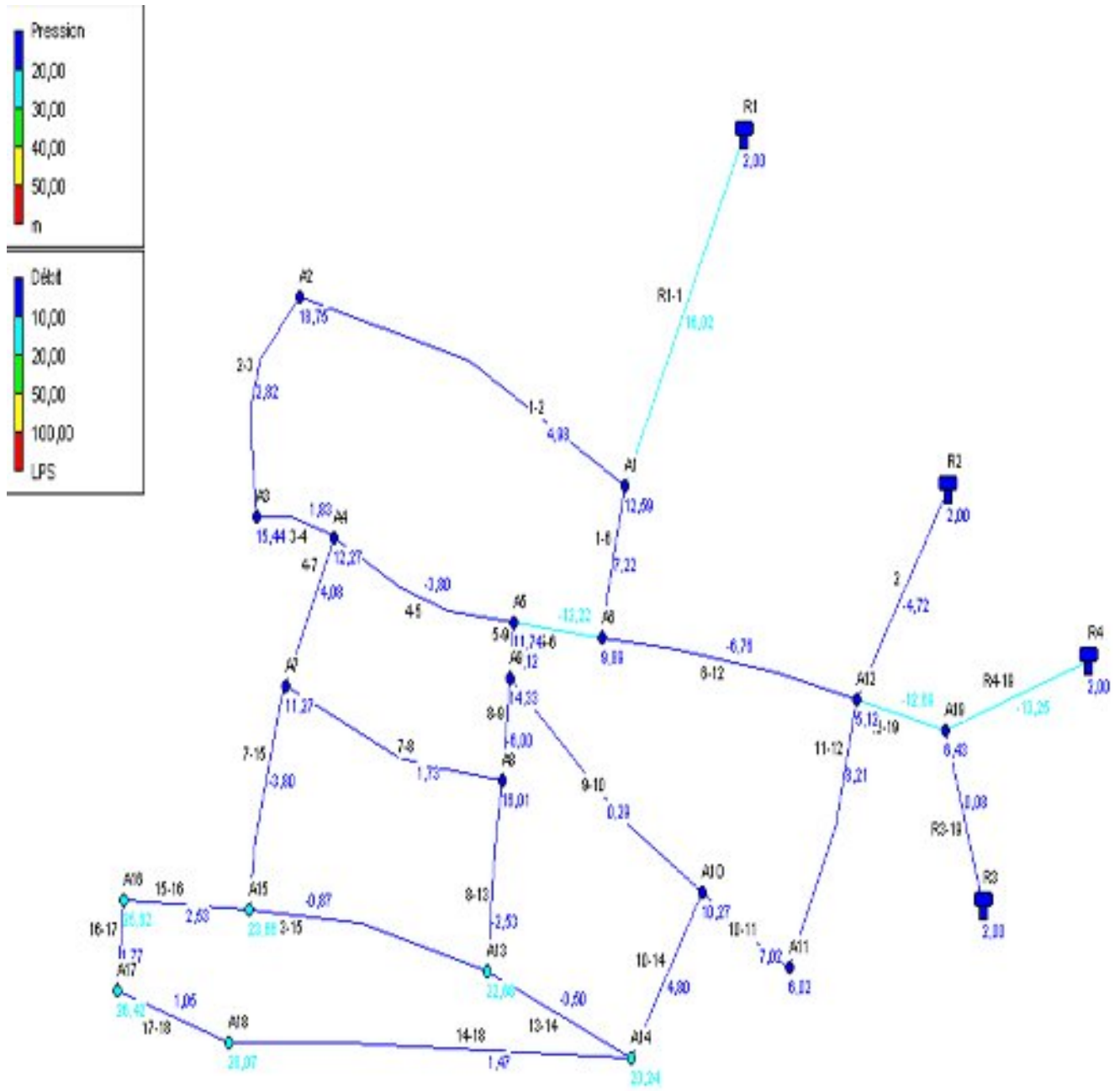


Figure III.3 : schéma représentant les pressions et les débits en cas de pointe

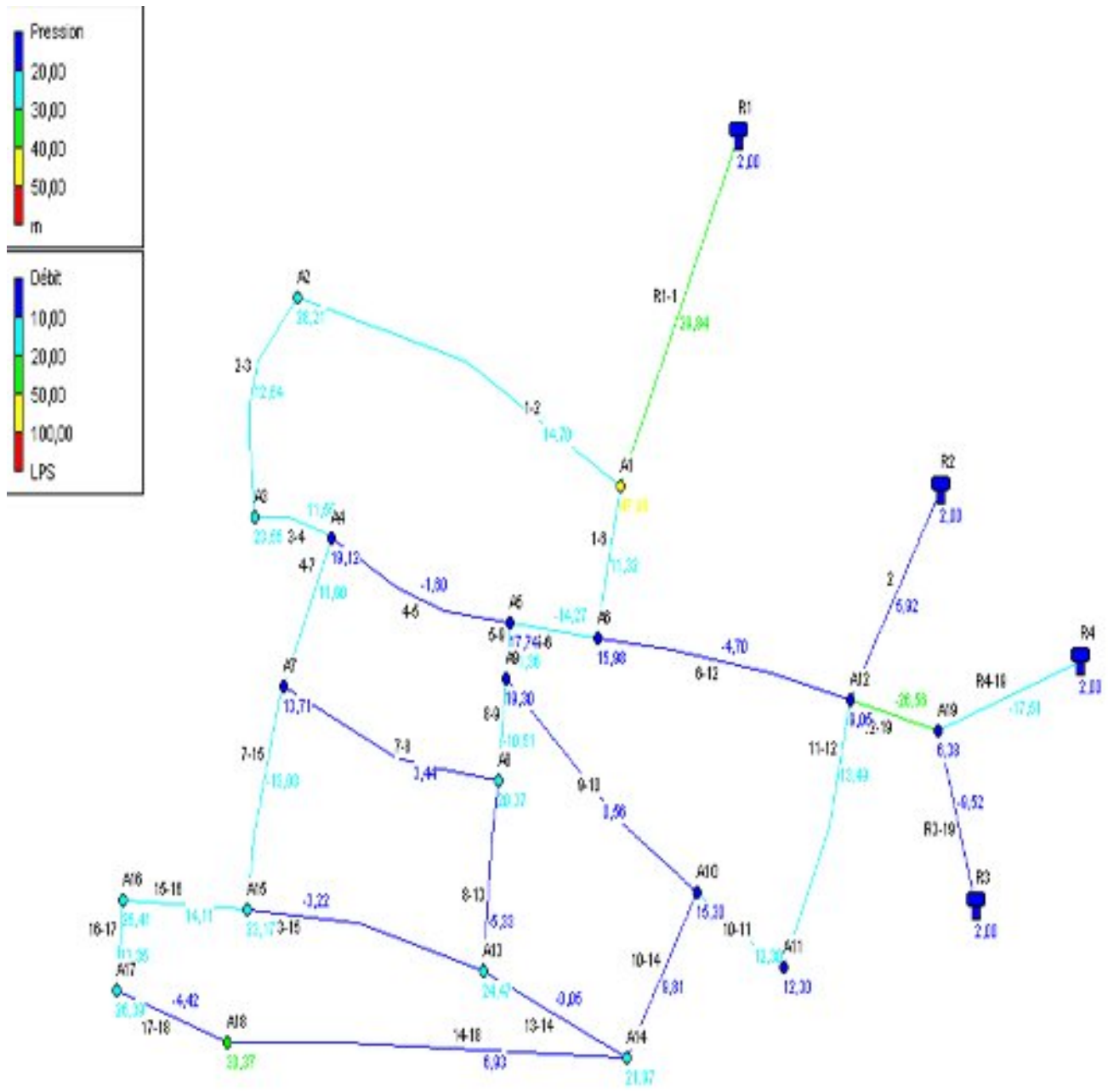


Figure III.4 : schéma représentant les pressions et les débits en cas de pointe+ incendie

Remarque :

Pour les conduites en PEHD, le diamètre normalisé au niveau fournis par les producteurs est un diamètre extérieur, alors que le dimensionnement du réseau ce fait par le diamètre intérieur, et respectant les normes techniques interministérielle qui impose la pression nominale de 16 bars pour les réseaux de distribution d'eau potable, cette instruction engendrera une différence assez remarquable entre le diamètre intérieur et le diamètre extérieur ce qui résume (l'épaisseur de la conduite).

Le tableau suivant nous donne les différents diamètres des conduites en PEHD PN 16 avec les épaisseurs, les diamètres intérieurs et extérieurs.

Tableau III.10 Caractéristiques de la canalisation utilisée dans le projet :

Matériau	Ø Extérieur (mm)	Ø Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Pression
Tube PEHD	20	15	2,3	16 Bars
Tube PEHD	25	19	3,0	16 Bars
Tube PEHD	32	25	3,6	16 Bars
Tube PEHD	40	31	4,5	16 Bars
Tube PEHD	50	39	5,6	16 Bars
Tube PEHD	63	49	7,1	16 Bars
Tube PEHD	75	58	8,4	16 Bars
Tube PEHD	90	74	8,2	16 Bars
Tube PEHD	110	90	10,0	16 Bars
Tube PEHD	125	102	11,4	16 Bars
Tube PEHD	160	131	14,6	16 Bars
Tube PEHD	200	164	18,2	16 Bars
Tube PEHD	250	205	22,7	16 Bars
Tube PEHD	315	258	28,6	16 Bars
Tube PEHD	400	327	36,3	16 Bars
Tube PEHD	500	409	45,4	16 Bars
Tube PEHD	630	516	57,2	16 Bars

Source (polycopie de B.SALAH)

III.5. Equipement du réseau de distribution

III-5.1. Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 75mm et 250 mm

III-5.2- Appareils et accessoires du réseau

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

III-5.2.1. Robinets vannes

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).

III-5.2.2. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

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

III -5.2.3. Clapets

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

III -5.2.4- Ventouses

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

III-5.2.5. Robinets de vidange

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

III-5.2.6. Bouche d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

III-5.2.7. Pièces spéciales de raccord

a) **les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.

c) **les cônes** : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

d) **les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

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

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat acceptable.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 75 mm et 200 mm et les pressions sont admissibles.

CHAPITRE IV

ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction

Les réservoirs, ce sont des ouvrages de stockage qui relient entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution.

Ces derniers se sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation des eaux et leur distribution d'une façon continue, et assurent la régularisation des débits et de pressions dans le réseau de distribution, le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire.

IV.1. Rôle des réservoirs

IV-1-1. Rôle de régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

IV-1-2. Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

IV-1-3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

IV-1-4. Utilité pour briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

IV-1-5. Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

-un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.

-la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation

IV-2. Classification des réservoirs

Types de réservoirs

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Sur sol.
- Sur tour ou surélevé (château d'eau).

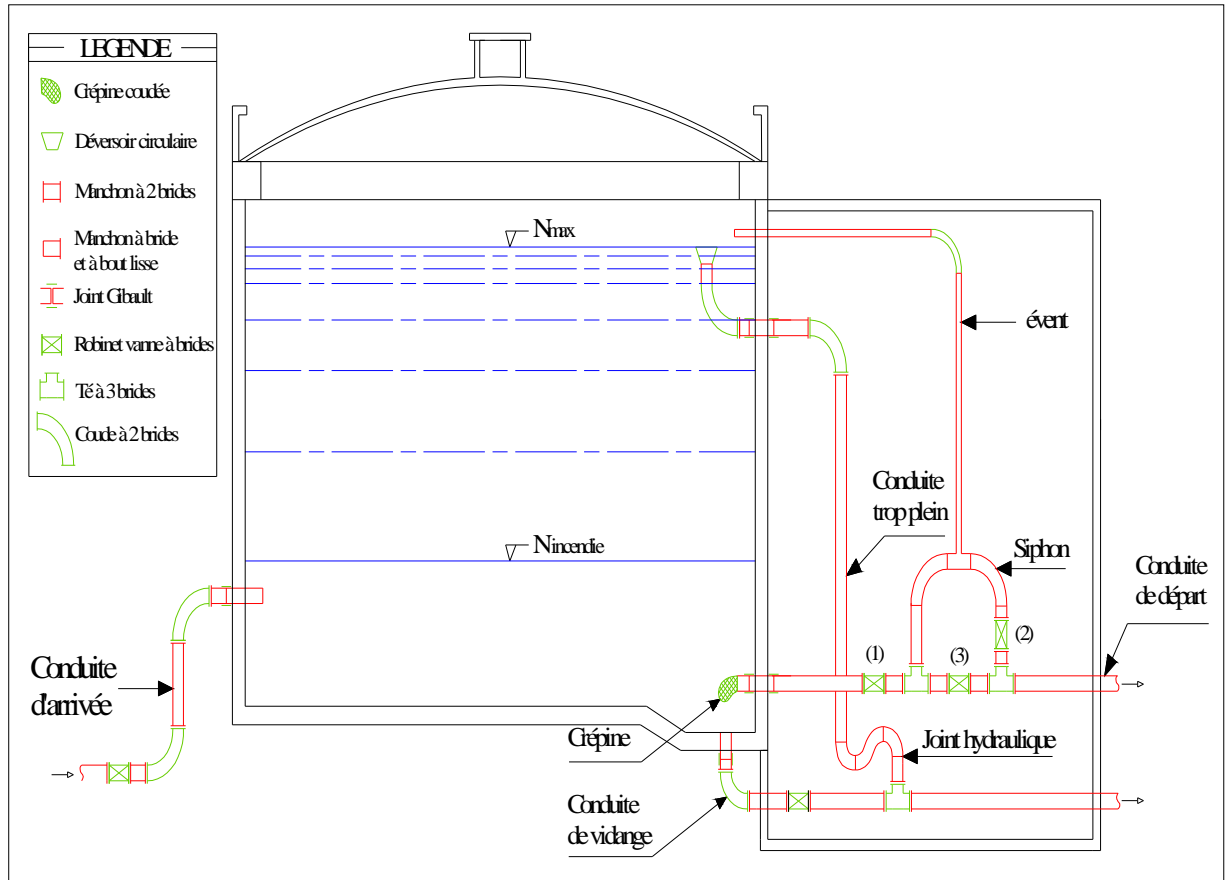


Figure IV.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

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.
- Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

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.

IV.3. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées 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 sur l'adduction.

IV.4. Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

IV.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

IV.4. 1.1. Par Le haut

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.

IV.4. 1.2. Par Le bas

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

IV .4.2. 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 décomposer 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 surtension se manifestera dans la conduite.

IV .4.3 . 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 –ton 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.

IV.4.4. 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 déposé 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.

IV.4.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

IV.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

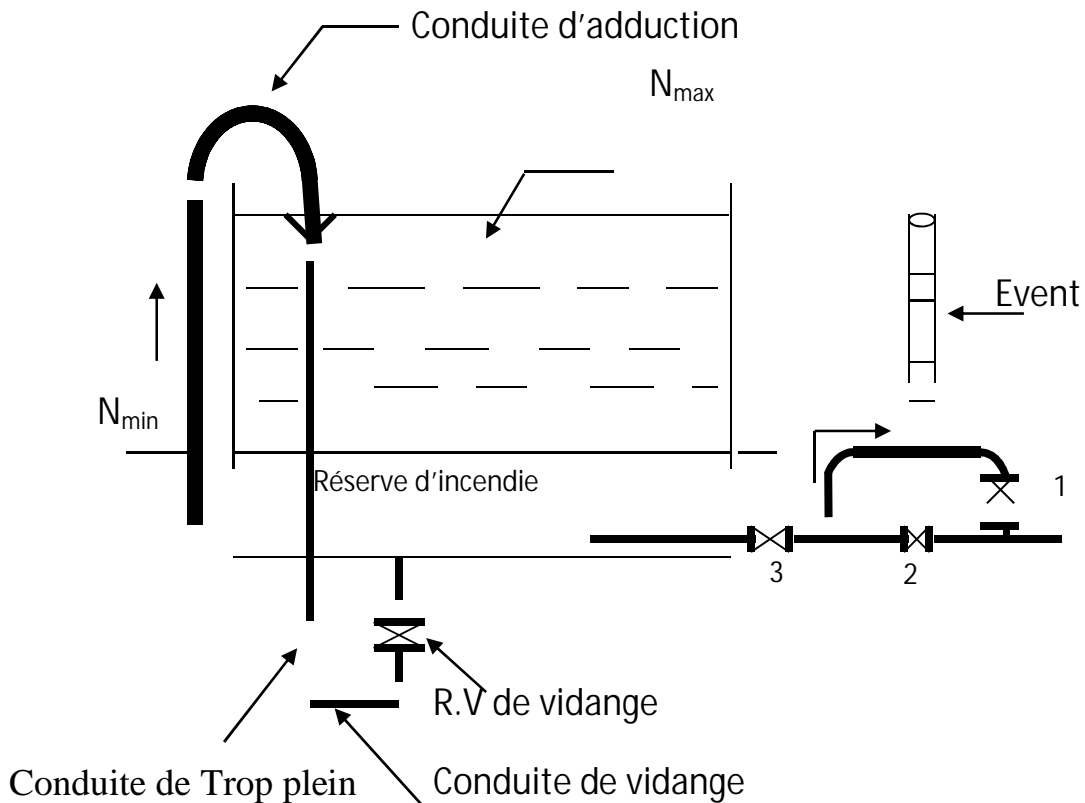


Figure IV.2. Matérialisation de la réserve d'incendie

IV .5. capacités des réservoirs

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV .5.1. Méthode analytique

À méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V = \frac{\times}{\quad} \quad (IV.1)$$

V_r : capacité résiduelle (m³).

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

Tout on ajoutant le volume de la réserve d'incendie, donc le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (IV.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_r : capacité résiduelle (m^3).

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

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée.

La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV .5.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés ' V_a ' provenant de l'alimentation et ' V_c ' correspondant à la consommation. Ensuite, On traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est :

$$[V_a - V_c].$$

Alors, le volume minimum nécessaire du réservoir vrais sera égal à la somme en valeurs absolues, de la plus grande valeur (positive) ' V^+ ' et de la plus petite valeur (négative) ' V^- ' de cette différence, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc, Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V = \frac{\times}{\quad} \quad (IV.3)$$

Avec :

V_r : le volume de régulation (m^3).

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

R_{\max} : résidu maximal journalier (%).

Tel que ce résidu représente $R_{\max} = V$

$$R = |V| + |V| (\%); \quad (IV.4)$$

Pour calculer le volume total en (m^3), on ajoutant le volume de la réserve d'incendie (120 m^3)

$$V = V + V ; \quad (IV.5)$$

Cette méthode est très précise. Car, on dispose des statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe. Elle est illustrée par la figure suivante :

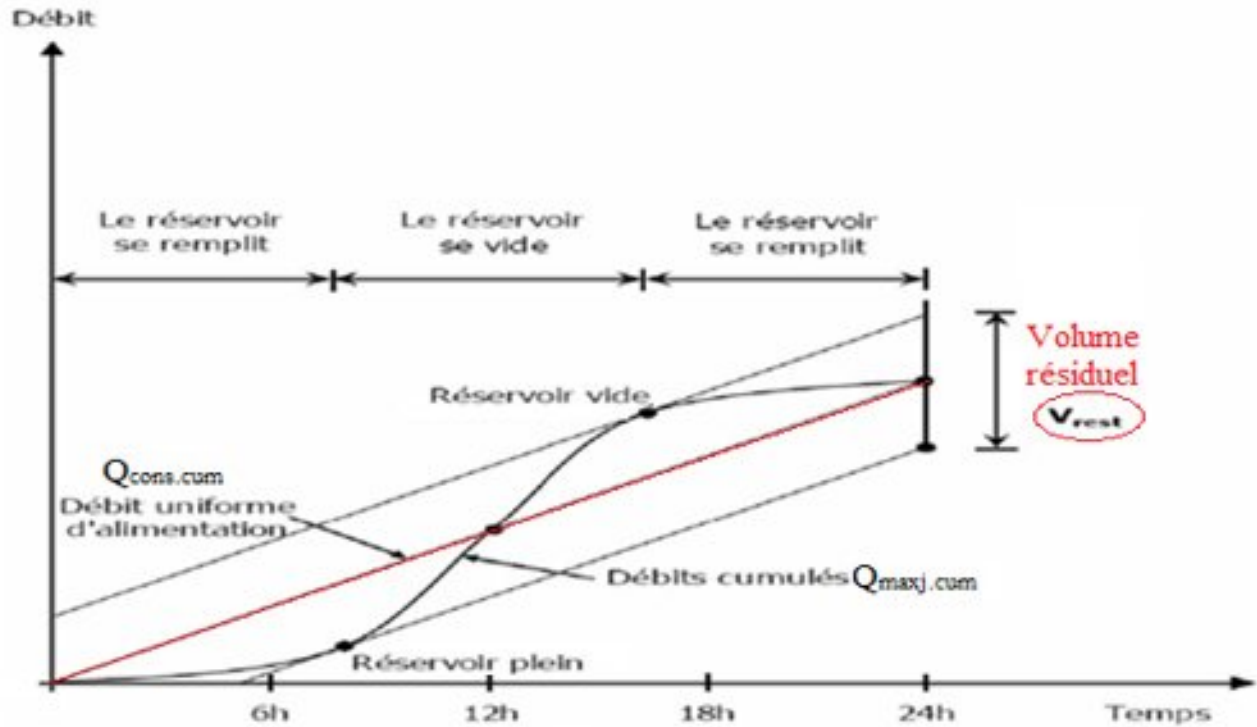


Figure IV.3 : la méthode graphique

IV.6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

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

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m^3 c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Et comme on a le cas de refoulement on utilise la méthode analytique expliquée dans le tableau suivant

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

Heures (h)	Apport par la source (%)	consommation horaire	arrivé au réservoir	Départ du réservoir	reste d'eau (%)
0h-1h	4.17	1	3.17		9.68
1h-2h	4.17	1	3.17		12.85
2h-3h	4.17	1	3.17		16.02
3h-4h	4.17	1	3.17		19.19
4h-5h	4.17	2	2.17		21.36
5h-6h	4.17	3	1.17		22.53
6h-7h	4.17	5		0.83	21.7
7h-8h	4.17	6.5		2.33	19.37
8h-9h	4.17	6.5		2.33	17.04
9h-10h	4.17	5.5		1.33	15.71
10h-11h	4.17	4.5		0.33	15.38
11h-12h	4.17	5.5		1.33	14.05
12h-13h	4.17	7		2.83	11.22
13h-14h	4.17	7		2.83	8.39
14h-15	4.17	5.5		1.33	7.06
15h-16h	4.17	4.5		0.33	6.73
16h-17h	4.17	5		0.83	5.9
17h-18h	4.17	6.5		2.33	3.57
18h-19h	4.17	6.5		2.33	1.24
19h-20h	4.17	5		0.83	0.41
20h-21h	4.17	4.5		0.33	0.08
21h-22h	4.17	3	1.17		1.17
22h-23h	4.17	2	2.17		3.34
23h-24h	4.17	1	3.17		6.51

D'où le volume utile sera :

$$V_r = P\% * Q_{\max,j} + V_{\text{inc}} \quad [\text{m}^3] \quad (\text{IV.6})$$

Donc :

$$V_r = [22.53 (1885)/100] + 120 = 544.69 \text{ m}^3 ;$$

Donc la capacité du réservoir doit être supérieure ou égale à 544.69 m^3

Conclusion :

La capacité de stockage totale des réservoirs existants est de 900 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à 544.69 m^3 . La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération ; donc on n'a pas besoin de faire la projection d'un autre réservoir.

CHAPITRE V

ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction

On définit l'adduction en eau comme étant, le transport des eaux de la zone de captage aux zones d'utilisation.

Dans notre cas on va amener les eaux des forages vers les réservoirs, puis au réseau de distribution on utilisant des conduites d'amenée.

V-1.Type d'adduction

Il existe trois types d'adduction :

V-1.1. Adduction gravitaire

Dans ce cas la source se situe à un niveau supérieur à celui du réservoir d'accumulation, l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliqué mais il est conditionné par la pente et la pesanteur. L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette disposition, commandée par la configuration des lieux ou par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement-gravitaire.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée. Avec les aqueducs, il fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente et la pesanteur, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir faire transiter le débit voulu.

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.

Tout d'abord, il importe de chercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation. Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

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 emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de routes et il sera parfois nécessaire d'acquérir des terrains particuliers.

Par ailleurs, dans le but d'économie du projet, il sera tenté de combiner au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court. On y gagnera en investissement mais, aussi, en exploitation de la station, car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et, par conséquent l'énergie consommée, croissent avec la longueur..... D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite, qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de l'usine élévatoire, qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente (pertes de charges faibles).

V-1.3. Adduction mixte

Combine les deux types d'Adductions Gravitaire et par Refoulement. il peut être gravitaire refoulement comme peut être refoulement gravitaire

V-2. Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter.

- Le tracé doit être le plus court possible entre le forage et (barrage ou réservoir d'accumulation) par le réseau économique ;
- Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- Eviter les au maximum les traversé de massif boisé ainsi que les rivières, les routes, chemins de fer pour minimisé le cout de projet.
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux ;
- L'examen des conditions dans lesquelles, devrait être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique.
- Evité le sol agressive.

V-3. Choix des types de conduites

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de plusieurs facteurs économique et technique:

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installation ;
- Le revêtement ;
- La disponibilité sur le marché ;
- Le prix unitaire,
- Le type de sol ;
- Le coût de transport qui reste un paramètre important.
- Facilité d'entretien et de mise en service

Pour notre projet nous avons choisi des conduites en PEHD parce que elles répondent aux critères précédents et pressent plusieurs avantage sont :

- Supporte de la haute pression ≥ 20 bars.

- Duré de vie dépasse 50 ans.
- Bon caractéristiques hydraulique.
- Résiste à la corrosion interne et externe.
- Répondent à la norme de potabilité.

V-4. Dimensionnement des conduites de refoulement

-les frais d'amortissement de la conduite augmentent dans le même sens que son diamètre

-les frais d'exploitation seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite

V-4. 1. Détermination des diamètres économiques

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

1. **Formule de BRESSE** $D = 1,5 * \sqrt{Q}$ (V-1)

2. **Formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q}$ (V-2)

3. **Formule de MEUNIER** $D = (1 + 0.02n) * \sqrt{Q}$ (V-3)

n = nombre d'heure de pompage

Q = débit en m³ /s

4. Formule de VIBERT :(conduite en fonte)

$$D = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \quad (\text{pompage continu}) \quad (\text{V-4})$$

$$D = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage de 10 h/24 h}) \quad (\text{V-5})$$

Avec :

e = prix du KWh d'énergie

f = prix de 1 Kg de fonte en DA

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.

Et les deux formules (MEUNIER, VIBERT) ne peuvent pas être utilisées dans notre cas, vu que la station de pompage ou le groupe électropompe fonctionne 24h /24h et les conduites sont en PEHD et pas en fonte.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques par la formule suivante :

$$D = E^{1/(\alpha+m)} \cdot Q^{(\beta+1)/(\alpha+m)} \cdot C_J^{(\beta)/(\alpha+m)} \quad (V-6)$$

Avec :

Q=débit en m³/s

E= un facteur économique, donnée par la formule suivante

$$E = 10 \cdot M \cdot \sigma \cdot \gamma \quad (V-7)$$

Avec :

σ = prix du KWh en DA

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

$$\gamma = 1 / (K_0 \cdot K_J \cdot K_H) \quad (V-8)$$

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.

$K_j = 1,1$ à $1,3$.

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation.

$$\gamma = 1 / (1,03 \cdot 1,3 \cdot 1,4878) = 0,502$$

M : Facteur tenant compte du matériau de la canalisation :

Tableau V-1 : Les valeurs de M

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

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-2 : Coefficients K' , m, β pour différents types du 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 : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$.

α : Coefficient tenant compte du lien : investissement diamètre

Tableau V.3 : Les valeurs de α

Nature du Tuyau	α
Acier	1,4
Fonte	1,6
Amiante Ciment	1,95
Plastique	1,95

Dans notre cas, on prend : $\alpha = 1,95$.

Ce qui donne :
$$D = E^{0,15} \cdot Q^{0,41} \cdot C_f^{0,297} \quad (V-9)$$

Sachant que le prix d'énergie aux heures de pointe (d'après l'ADE) est de 5,231 DA KWh, on aura :

$$E = 3,414$$

D'où :
$$D = 1,202 \cdot Q^{0,41} \cdot C_f^{0,297} \quad (V-10)$$

En utilisant la formule précédente, on trouve les résultats donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-4 Diamètres économiques de la conduite de refoulement

Adduction	Forage	Destination	Q (l/s)	D_{ec}(mm)	D_N (mm)	V(m/s)
1	Oued safi(F4)	Bâche Chouaitia 50m ³	6	147	110	0.63
2	Chouaitia. (F2)	Réservoir R1 500 m ³	1,5	84	63	0.48
3	Messouagui. (F1)	Réservoir R2 100 m ³	1	70	63	0.32

Remarque :

Lors de vérification de paramètre hydraulique pour les diamètres calculés, on constate des vitesses faibles pour cela on prend des diamètres inférieurs pour avoir des vitesses acceptables.

V-5. Dimensionnement des conduites gravitaires

Pour la détermination de diamètre d'une adduction gravitaire on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge ($\delta h_d = \Delta H$). La charge disponible est la différence entre la cote du radier du réservoir d'arrivée projeté et la cote de trop plein du réservoir, pour le calcul de la charge disponible on utilise la relation suivante :

$$\Delta h_d = C_r - C_{TP} \quad (V-11)$$

Avec :

Δh_d : charge disponible;

C_r : côte du radier du réservoir d'arrivé ;

C_{TP} : côte de trop plein du réservoir de distribution ;

Et la perte de charge linéaire est déterminée à l' la formule Darcy-Weisbakh

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (V-12)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de frottement

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g$$

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.

Le diamètre avantageux sera donc :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L_{eq.i} \cdot Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (V-13)$$

Tableau V.5. Diamètres des conduites gravitaires

Adduction	Q (l/s)	l (m)	K'	m	β	ΔH (m)	D (mm)
F3-point A	3	2500	0,001052	4,772	2	106	125
R4-pointA	1,4	100	0,001052	4,772	2	11	90
R3-pointA	1,6	145	0,001052	4,772	2	58	125

Remarque :

-Le point(A) : représente la ramification $CP_A=960,83m$

-on prend des diamètres normalisés de façon à assurer la fourchette de vitesse acceptable.

V-6.Détermination des nouvelles hauteurs manométriques totales

Puisque nous avons les côtes du trop-plein dans chaque réservoirs, les diamètres des conduites, les débits et les longueurs des tronçons, on peut calculer les pertes de charges :

$$\Delta H = (K' \cdot L \cdot Q^\beta) / D^m \quad (V-14)$$

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ($\beta = 2$)

m : exposant tenant compte du type du matériau ($m = 4,774$)

K' =coefficient de frottement 0,001052

Remarque :

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

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

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T \quad (V-15)$$

$$H_g = C_{TP} - C_p \quad (V-16)$$

C_{TP} : cote de trop pleine de réservoir

C_p : cote de plan d'eau de la bêche d'aspiration de station de pompage.

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H$$

En utilisant les formules précédentes, on trouve les résultats donnés dans le tableau suivant

Tableau V-6 Hmt de pour chaque conduites de refoulements

Adduction	Q (l/s)	D _N (mm)	Longueur (m)	ΔH (m)	ΔH_T (m)	C_{TP} (m)	C_p (m)	H _g (m)	H _{mt} (m)
1	6	110	3650	5.21	6.00	872.78	785.53	87.25	93.25
2	1.5	63	1080	1.37	1.58	936.5	872.78	63.72	65.3
3	1	63	300	0.17	0.96	890.76	858.43	32.33	33.30

Conclusion :

D'après ce chapitre nous avons dimensionné les conduites de refoulement, et gravitaires avec des différents diamètres qui permettent de véhiculer le débit jusqu'aux réservoirs de stockage avec des vitesses acceptables.

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement. C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VI-1. Les principales causes du phénomène

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- L'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou plusieurs groupes électropompes.

VI-2. Les risques dus aux coups de bélier

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

VI- 3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier

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

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

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier :

(Nous prenons comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : $2L/a$)

➤ **Première phase :**

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

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

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

➤ **Deuxième phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial.

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

➤ **Troisième phase :**

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

➤ **Quatrième phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a (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 produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

❖ **Remarque**

L'analyse du phénomène dans le cas d'une conduite à écoulement gravitaire

(Manœuvre d'un robinet- vanne) est exactement la même que celle de refoulement sauf toutefois qu'elle commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

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

VI-4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Ils existent plusieurs moyennes de protection contre le coup de bélier

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

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

VI-4.1. Volant d'inertie

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

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

VI-4.2. Soupape de décharge

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

VI-4.3. Les cheminées d'équilibre

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

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

VI-4.4. Les réservoirs d'air

Un réservoir d'air est une réserve accumulée sous pression dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval immédiat du clapet.

Le réservoir d'air permet une alimentation en eau continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

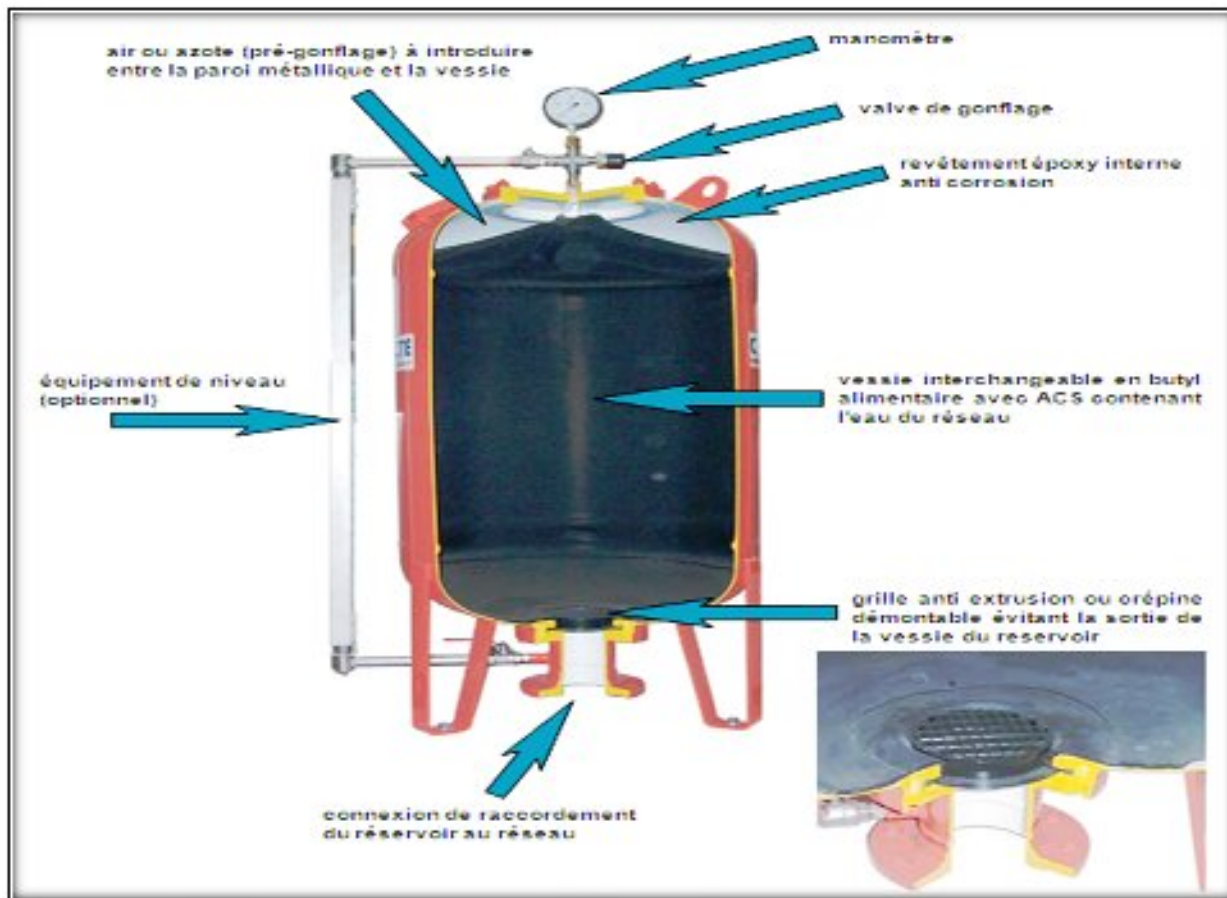


Figure VI.1 : Le réservoir d'air (anti-bélier)

VI-5. Principe de fonctionnement

Le réservoir contient de l'eau et de l'air. En marche normale, la pression de cet air équilibre la pression de la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe, le clapet se ferme car la pompe ne fournit plus de pression et l'air contenu dans la cloche se détend en refoulant de l'eau dans la conduite. L'eau de la conduite revient en arrière après annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement.

Avantage du réservoir d'air

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression, il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Il est simple à installer et facile à contrôler.

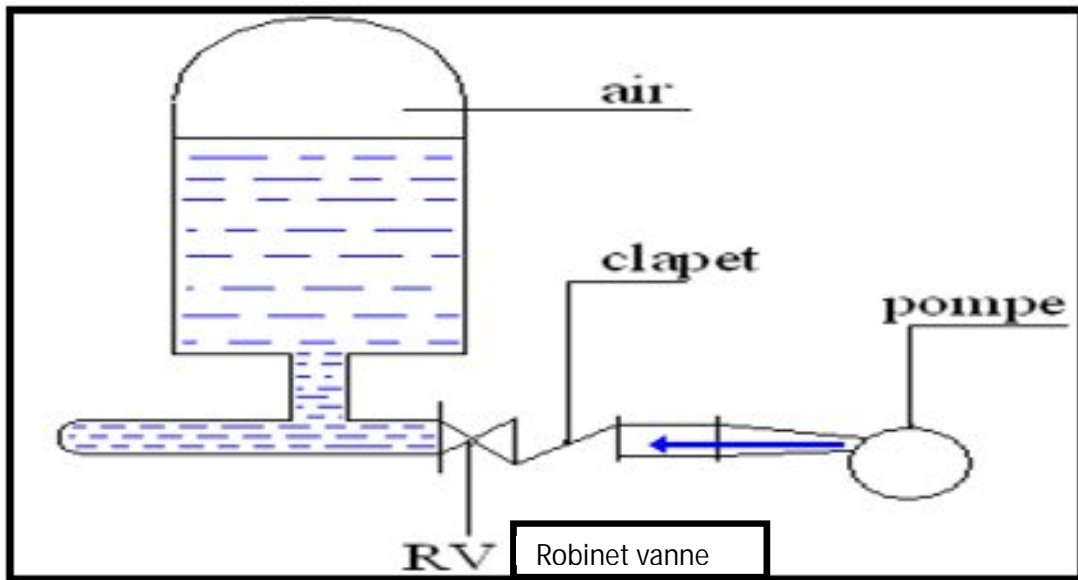


Figure VI.2: Le principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier

VI-6. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI-6.1. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier

VI-6.1.1 Calcul des volumes des réservoirs d'air

Le calcul du volume 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 en utilisant la méthode de Vibert.

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

- Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de Vibert :

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH.B pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K2a(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2)aE_s + E_m e_m(1-v_s)}}} \quad \text{[VI-1]} \quad [-]$$

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 ; $\rho = 1\,000$ kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 1,2 \cdot 10^{11}$ pour le PEHD.

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

v_m : coefficient de poisson du matériau, $v_m = 0,46$ pour le PEHD.

v_s : coefficient de Poisson du sol entourant la conduite, $v_s = 0,33$;

e_m : épaisseur de la conduite en (m),

a : rayon intérieur de la conduite en(m).

$$H_g + \frac{CV_0}{g} \quad \text{[m]} \quad \text{[VI-2]}$$

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

g : l'accélération de la pesanteur (m/s²) .

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad \text{[m]} \quad \text{[VI-3]}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + 10 + \frac{CV_0}{g} \quad \text{[m]} \quad \text{[VI-4]}$$

Nous avons :

————— \longrightarrow Abaque de VIBERT

$$h = \text{—————}, \frac{Z_{\min}}{\text{—————}} \tag{VI-5}$$

A partir de ———, L et S, nous tirons la valeur de U_0 , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{\text{—————}}{\text{—————}}$$

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \tag{VI-6}$$

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

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \tag{VI-7}$$

3. La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \tag{VI-8}$$

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

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \tag{VI-9}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

VI-7. 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.1 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement et célérités d'onde

Adduction	Type de matériau	Q (l/s)	D _N (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (m)	L (m)	C (m/s)
1	PEHD	6	110	0.642	87,25	3650	1107.50
2	PEHD	1,5	63	0.532	63,76	1080	1109,70
3	PEHD	1	63	0.655	41,33	300	1110,70

VI-8. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

D'après les valeurs calculer de la célérité de différentes conduites d'adduction de refoulement, on peut calculer le volume des réservoirs d'air

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant

Tableau VI.2 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

Adduction	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	Z _{min} /Z ₀	V ₀ (m/s)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻⁴)	U ₀ /L*S (x10 ⁻⁴)	Z _{min} /z ₀	U ₀ (l)	U _{max} (l)
1	97,25	266,9	2,74	0.642	0.0 2	2,056	10	0.57	733.5	1286.8
2	73,76	133,9	1,83	0.532	0.0 1	1.355	9	0.62	61,80	99.67
3	51,33	125,5	2,44	0.655	0.0 2	3.899	21	0.57	27,81	48.8

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons vu la présentation du régime transitoire présenté dans le cas de refoulement. Pour notre cas, le dimensionnement des réservoirs d'air est nécessaire pour la protection des conduites contre le coup de bélier,

CHAPITRE VII

GESTION ET EXPLOIATION

Introduction

La gestion d'un système d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec rigueur un ensemble de tâches et de mettre l'accent sur les procédés à respecter afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir l'ensemble des besoins, en tenant compte de tous les usagers, dans les bonnes conditions de quantité, de pression et de qualité.

Donc gérer c'est d'effectuer des opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité et la qualité de la production telle que la maintenance, l'entretien et la bonne exploitation des ouvrages et des équipements, bien gérer c'est rassurer cette opération au coût global minimum.

VII-1. But de la gestion

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

VII-2. Gestion et exploitation des ouvrages de stockage

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretiens qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements.

VII-2.1. Equipements du réservoir

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau VII.1 : Equipements du réservoir

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Clapet - Equipements de trop plein - Vidange - Siphon pour réserve incendie - Canalisation de liaison - Compteur - Clapet à rentrer d'air - Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Poste de livraison électrique - Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour les personnels et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage

VII-2.2. Aspects liés à l'exploitation des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle (réparation).

Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on cite :

VII-2.2.1. Contrôle hebdomadaire

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

VII-2.2.2. Contrôle semestriel

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

VII-2.2.3. Nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

VII-3. Gestion et exploitation des réseaux

Afin d'assurer une bonne gestion du réseau d'adduction et de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites, et d'équiper le réseau de différentes organes et accessoires en adaptant les matériaux aux appropriés qui facilitera sa gestion et son entretien.

VII-3.1. Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau

Le maintien de la qualité de l'eau pendant sa distribution nécessite un suivi de contrôle et de prévention ; il est indispensable de procéder à des analyses périodiques sur la majorité du réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur les paramètres tels que : le chlore, la bactériologie, la turbidité.

VII-3.2. La surveillance et l'entretien courant

La garantie d'une maintenance contenue comporte les activités d'inspection, d'entretiens et de remise en état, est l'une des tâches les plus importantes dans le cadre de la gestion d'un réseau.

Pour l'exploitation, la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et de réseau ; cette surveillance systématique s'appuiera sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparations.

VII-3.3. Les actions de réduction des pertes d'eau

Elles portent généralement en priorité sur la recherche de fuite du réseau et sur le comptage.

VII-3.3.1. La recherche systématique des fuites

La fuite engendre des vibrations acoustiques, ces dernières ont une fréquence audible variable de 100 à 3500 Hz, et se propagent avec une atténuation plus ou moins rapide le long de la conduite et dans le sol.

Les méthodes employées depuis très longtemps pour rechercher des fuites consistent à écouter et analyser les bruits captés au niveau de la conduite ou du sol.

a) Les amplificateurs mécaniques

Ils sont composés d'une tige métallique servant de capteur d'une membrane vibrante et d'une cloche métallique formant caisse de résonance reliée à une paire d'écouteurs, ces écouteurs isolant partiellement des bruits transmis par l'air.

b) Les amplificateurs électriques

ces appareils sont identiques aux précédents dans leur principe, mais le capteur est constitué d'un microphone. Ce sont les appareils les plus utilisés actuellement.

VII-3.3.2. Le comptage

Pour l'exploitation rationnelle d'un système d'AEP, il est impératif de connaître avec précision les volumes d'eau en différents point des installations (au prélèvement, de traitement et de distribution...).

Le choix du compteur est basé sur les critères suivants : le débit, le diamètre, la précision, la fiabilité et la pression de service.

VII-3.4. Rendement du réseau

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés où facturé.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

VII-3.5. La lutte contre le vieillissement des conduites

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celui-ci est due, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure), soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et inondation des lits de pose).

Conclusion

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre en amont de la conception et de L'adaptation des équipements nécessaires pour chaque système (captage, adduction, stockage et distribution) ainsi, les mesures et les actions portant en priorité sur la détection des fuites et la maîtrise de captage.

La remise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion. Elle permet l'amélioration de la sécurité et le fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, le prolongement de la durée de vie des équipements et des installations, la réduction voir même l'élimination des risque de contamination.

CHAPITRE VIII

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction

Le but de ce chapitre est de diminuer les facteurs des accidents de travail, qui impliquent la diminution du cout de prévention. Pour permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans des bonnes conditions.

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

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

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

VIII -1.Causes des accidents de travail dans un chantier

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

1. Facteurs humains

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

2. Facteurs matériels

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

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

VIII -2. Liste des conditions dangereuses

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

VIII -3.Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VIII -4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents**a. Protection individuelle**

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

b. Autre protections

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

c. Protection collective

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

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

d. Engin de levage

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

Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.

Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

e. Appareillage électrique

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

VIII -5.Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une l'immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressés figures dans l'organigramme ci-après :

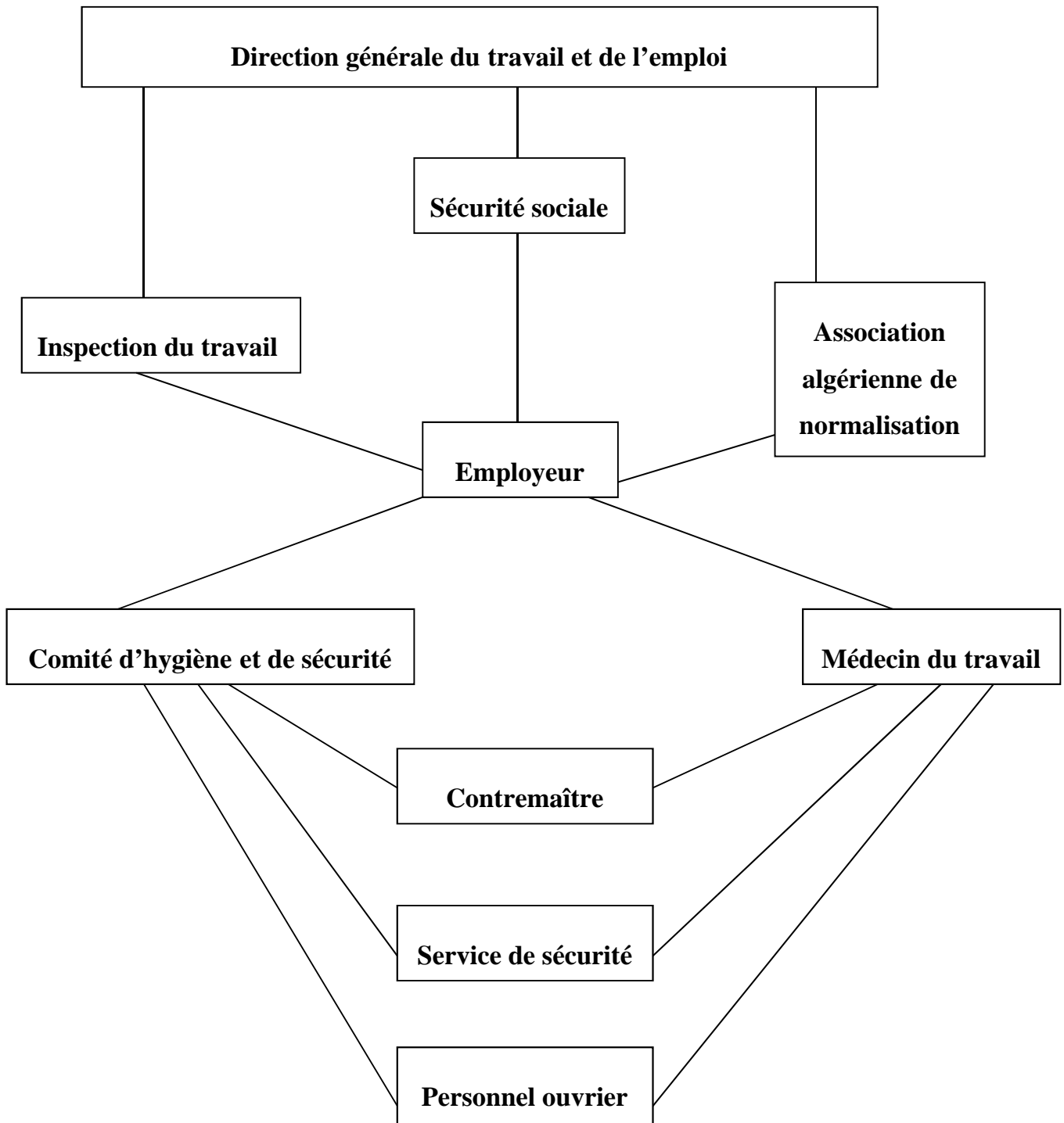


Figure. VIII.1 Organigramme de la prévention

VIII -6.Explication de l'organigramme

Le contremaître constitue la maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service les principales fonctions du service de protection :

-Etudes, participatives fonctions du comité d'hygiène et de sécurité.

-Exécutions, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

-les mesures de prévention collective Sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

-Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.

-Les moyennes techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

- La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers.
- Protection des membres inférieurs.
- Protection des yeux.
- Protection du tronc.
- Protection de la tête.
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- correspondre au danger considéré.
- être pratique et confortable.
- Etre solide.
- Etre d'un entretien facile.

Conclusion

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages. Et comme la vie humaine n'a pas de valeurs il est indispensable d'utiliser les équipements de préventions individuelles et collectives.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

A travers l'étude que nous avons présentée, nous avons donné en premier lieu un aperçu général du système d'alimentation en eau potable de la commune de DJOUAB.

Arrivé au terme de notre travail, nous disons tout simplement que le problème de l'alimentation en eau potable de DJOUAB réside dans la mauvaise gestion du réseau, le sous dimensionnement de conduites, qui ont entraînés par la suite une forte perte de charge dans le réseau de distribution et l'état de vétusté avancé dans lequel se trouve le réseau. Pour y remédier, nous avons conçu un nouveau réseau de distributions de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité qui répondent à la norme de potabilité et aux besoins de la population.

Par ailleurs, on a constaté également que le nombre de la population à presque doublé à l'horizon d'étude (2035), autrement dit la consommation à considérablement augmenter. Notre ressources d'eau et les ouvrages de stockages existants peuvent satisfaire le demande jusqu'à cet l'horizon.

En fin pour une vie durable de ce réseau, une bonne gestion s'impose par des moyens humains et matériels.

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ **A. DUPONT**, «Hydraulique urbaines (Exercices et projets) », Edition EYROLLES, Paris ,1980
- ❖ **BARKAT RAOUF**, «Mémoire de fin d'étude : Etude d'alimentation en eau potable des 4239 logements SIDI HAMED à MEFTAH(W.BLIDA) E.N.S.H, septembre 2012

- ❖ **YACOUB OUSMAN BOURMA**, «Mémoire de fin d'étude Alimentation en eau potable de la ville de Bouarfa W. BLIDA », E.N.S.H, juin 2008.
- ❖ **ISSA MAHAMAT NOUR**, «Mémoire de fin d'étude diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la cite 20 aout (boudouaou)», E.N.S.H, septembre 2008.
- ❖ **B.SALAH** : polycopie d'AEP, ENSH ,2011.
- ❖ **GOOGLE EARTH** : site d'internet.

ANNEXES

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

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

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

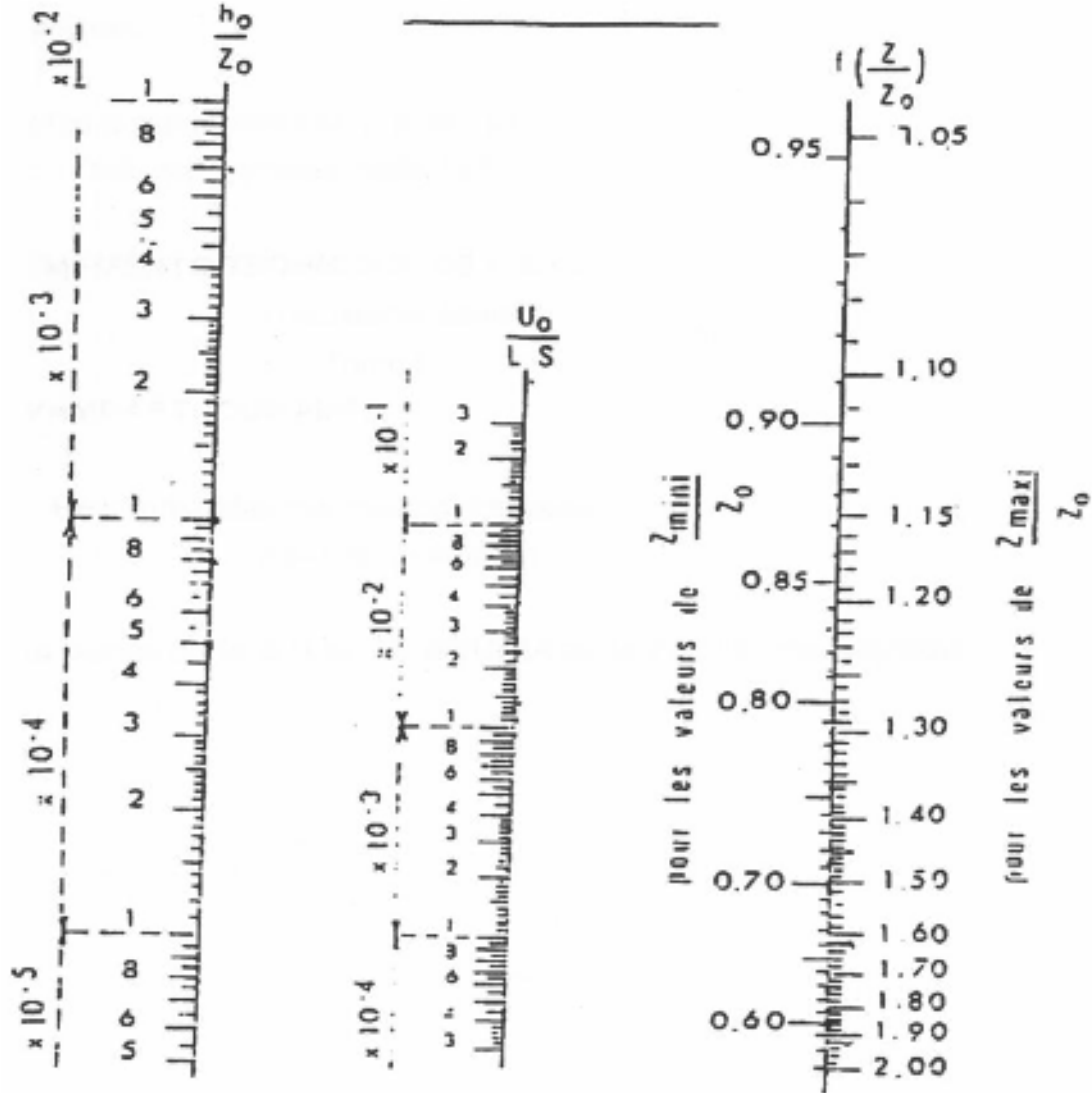


PLANCHE XXVII