

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude d'un systeme d'alimentation en eau potable de la ville
d'Ain Dzarit (w.Tiaret).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0041-13

APA Citation (APA توثيق):

**Mokhtari, Saddam Hussein (2013). Etude d'un systeme d'alimentation en eau
potable de la ville d'Ain Dzarit (w.Tiaret)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes D'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'UN SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE D'AIN
DZARIT (W .TIARET)**

Présenté par :

M^r MOKHTARI Saddam Hussein

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r B.SALAH	Professeur	Président
M ^r M.S BENHAFID	M.A.A	Examineur
M ^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M ^r M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M ^{me} M.KAHLERRAS	M.A.A	Promotrice

Septembre-2013

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement ma promotrice : M^{me} M. Kahleras de m'avoir orientée par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : mes sœurs, mon frère et tous mes amis kadi, yacine, abdelrehman , annas et surtout M'hamed.

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

SADDAM HUSSEIN

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma très chère mère pour ces Sacrifices, son amour, son

Aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

À mon très cher père ;

À mon très cher frère

À mes très chères sœurs;

À mon grand père et ma grand mère

À mes oncles maternelle et paternelle ;

À mes tantes maternelle et paternelle;

À mes frères kadi, yacine, annas, abdelrahman ;

À mes Amis: yacine ,nacer, oussama, hichem, abdelrrazak,

et tous le groupe de 5^{eme} année

À tout mes ami (es) de l'école.

SADDAM HUSSEIN

لتلبية الحاجيات من المياه الصالحة للشرب مع مراعاة عدم الإسراف في الموارد المتاحة، ركزت في مشروع نهاية الدراسة على التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة عين دزاريت ولاية تيارت على فرضيات محددة و ذلك باستبدال الشبكة القديمة الفرعية بشبكة حلقيه مع الأخذ بعين الاعتبار العناصر الحالية والمستقبلية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة (2033), اعتمادا على الأنابيب البلاستيكية.

Résumé :

pour satisfaire les besoins en eau potable tout en évitant le gaspillage des ressources disponibles, notre objectif consiste a faire une étude d'alimentation en eau potable de la ville d'AIN DZARIT (W.TIARET) qui est basé sur les hypothèses précise , en remplaçant les anciennes branches du réseau existant par un réseau maillé, prenant compte des éléments actuels et prospectives rationnels déterminés ,Pour véhiculer les débits nécessaires à l'horizon d'étude (2033), en utilisant les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD).

Abstract:

To satisfy the in potable water and avoid the wasting of the available resources our project aims at studing drinking water supply of the city of AIN DZARIT (W.Tiaret), by replacing the existing network branches with a mesh net , based on taking in to account the current given elements and and rational prospective to convey the necessary flows to the horizon of (2033), while using the polyethylene conduits high density (PEHD).

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I

Présentation de la ville d'AIN DZARIT

Introduction.....	2
I.1.Situation géographique	2
I.2.Situation topographique.....	4
I.3.Situation géologique	4
I.4.Situation climatologique.....	4
I.4.1.le climat	4
I.4.2. pluviométrie.....	5
I.4.3. la température.....	5
I.4.4.le vent.....	5
I.4.5.sismicité.....	5
I.5.la situation hydraulique.....	6
I.5.1.système de production.....	6
I.5.2.réseau de distribution.....	7
I.5.3. stockage	7
Conclusion.....	7

Chapitre II

Les besoins en eau de l'agglomération

Introduction.....	8
II.1.Evaluation de la population.....	8
II.2.catégorie des besoins.....	9
II.3.Estimation des besoins.....	10
II.4.Récapitulation de la consommation moyenne en eau total.....	14

Conclusion.....	15
-----------------	----

Chapitre III

Caractérisation de la consommation en eau

Introduction.....	16
III.1. Etudes des variations des débits.....	16
III.1.1 Coefficient f'irrégularité maximale..... ;	16
III.1.2. Coefficient d'irrégularité journalier minimal.....	17
III.2.Détermination des débits horaires.....	18
III.2.1.Débit moyen horaire.....	18
III.2.2.Débit maximum horaire.....	19
III.3.Détermination du débit de pointe.....	19
Conclusion.....	24

Chapitre IV

Les réservoirs

Introduction.....	25
IV.1.Rôle des réservoirs.....	25
IV.2.Utilité de réservoir.....	25
IV. 3.Emplacement des réservoirs.....	26
IV.4.Choix le type du réservoir.....	26
IV.5.Le réservoir qui se trouve dans l commune de AIN DZRIT.....	27
IV.6.Construction de réservoir.....	27
IV.7.Equipements hydrauliques du réservoir.....	28
IV.7.1.conduite d'arrivée.....	28
IV.7.2.Conduite de départ ou de distribution.....	29
IV.7.3.Conduite de trop-plein.....	29

IV.7.4. Conduite de vidange.....	29
IV.7.5. Conduite by-pass.....	30
IV.7.6. Système de matérialisation d'une réserve d'incendie.....	30
IV.8. Système de canalisation.....	31
IV.9. Détermination de la capacité du réservoir.....	32
Conclusion.....	35

Chapitre V

Le réseau de distribution

Introduction.....	36
V.1. Les différents types de réseaux.....	36
V.1.1. Le réseau ramifié.....	36
V.1.2. Le Réseau étage.....	36
V.1.3. Le réseau maillé.....	37
V.2. Conception d'un réseau.....	37
V.3. Principe du tracé du réseau maillé.....	37
V.4. Calcul hydraulique du réseau maille.....	38
V.4.1. détermination des débits.....	38
a. Le débit route.....	38
b. Le débit spécifique.....	38
c. Le débit au nœud.....	39
V.4.2. Calcul des débits.....	39
a. Cas de pointe.....	39
b. Cas de pointe + incendie.....	41
V.4.3. repartition arbitraire des débits	43
V.4.4. détermination des diamètres et des vitesses.....	46
V.5. simulation par le logiciel EPANET.....	47
V.6. Équipement du réseau de distribution.....	53
V.6.1. Type de canalisation.....	53
V.6.2. Appareils et accessoires du réseau.....	53
V.6.2.1. Robinets vannes.....	53
V.6.2.2. Bouches ou poteau d'incendie.....	53

V.6.2.3. Clapets.....	53
V.6.2.4. Ventouses.....	53
V.6.2.5. Robinets de vidange.....	54
V.6.2.6. Bouche d'arrosage.....	54
V.6.2.7- pièces spéciales de raccord.....	54
a) les Tés.....	54
b) les coudes.....	54
c) les cônes.....	54
d) les croix de jonction.....	54
e) les manchons.....	54
f) Les compteurs.....	54
Conclusion.....	54

Chapitre VI

Adduction et pompage

Introduction.....	55
IV.1. Quelques notions simples sur l'adduction.....	55
VI.1.1. Choix du tracé.....	55
VI.1.2. Choix de type de tuyau.....	56
IV.1.3. Profil d'une adduction.....	56
IV.1.4. La ligne piézométrique.....	57
IV.1.5. L'air dans la tuyauterie.....	57
IV.2. Étude technico-économique de l'adduction.....	58
VI .2.1. Pertes de charges.....	58
VI .2.1.1. Pertes de charges linéaires.....	59
VI .2.1.2. Pertes de charges singulières.....	59
VI .2.1.3. Pertes de charges totales.....	60
VI .2.2. Détermination de la hauteur manométrique totale.....	60
VI .2.3. Puissance des pompes.....	61
VI .2.4. Energie consommée par la pompe.....	61
VI .2.5. Frais d'exploitation.....	61
VI .2.6. Frais d'amortissement.....	61

VI.2.7. Calcul de la conduite d'adduction.....	62
VI.3.Critère de choix de nombre de pompe.....	64
VI.4.Détermination du nombre de pompe.....	65
VI.4. Courbes caractéristiques des pompes.....	65
VI.4. Point de fonctionnement d'une pompe	66
VI.4. Courbe caractéristique de la conduite.....	66
VI.4. Etude de la cavitation	68
VI.4. Calage de la pompe	69
Conclusion.....	70

Chapitre VII

Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.1.Généralité.....	71
VII.2.Interprétation physique du coup de bélier	71
VII.3.Moyen de protection contre le coup de bélier.....	72
VII.4.Etude du coup de bélier.....	73
a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression.....	73
b) Détermination de la vitesse de la célérité.....	73
VII.5.Réservoir d'air.....	74
VII.5.1.Dimensionnement du réservoir d'air.....	75
Conclusion.....	76

Chapitre VIII

Organisation du chantier

Introduction.....	77
VIII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	77
a) Matérialisation.....	77
b) Nivellement.....	77
VIII.2.Excavation des tranchées.....	77
VIII.2.1.Enlèvement de la couche végétale.....	77

VIII.2.2.Excavation.....	77
VIII.2.3.Aménagement du lit de pose des conduites.....	78
VIII.3.Pose des conduites.....	78
VIII.4.Epreuve de joint et de la canalisation.....	78
VIII.5.Renblaiement de la tranchée.....	79
VIII.6.Calcul des volumes des travaux de réseau et l’adduction.....	79
VIII.6.1.Déblais d’excavation.....	79
VIII.6.1.1.La profondeur de la tranchée	79
VIII.6.1.2.Largeur de la tranchée.....	79
VIII.6.2.Remblais compacté	80
VIII.6.Devis total de projet.....	81
Conclusion.....	82
Conclusion générale	83

Liste Des Tableaux

Tableau II.1 :	Nombre des habitants pour différents horizons	9
Tableau II.2 :	Norme unitaire domestique	10
Tableau II.3 :	Consommation de la population pour différents horizons	11
Tableau II.4 :	Détermination des besoins de service de la santé	12
Tableau II.5 :	Évaluation des besoins scolaires	12
Tableau II.6 :	Évaluation des besoins socioculturels	13
Tableau II.7 :	Évaluation des besoins administratifs	13
Tableau II.8 :	Évaluation des besoins d'arrosage	14
Tableau II.9 :	Récapitulation de la consommation en eau totale	14
Tableau III.1 :	Calcul de consommation maximale journalière	17
Tableau III.2 :	Calcul de consommation minimum journalière	18
Tableau III.3 :	la variation horaire en fonction du nombre de la population	20
Tableau III.4 :	variation des débits horaires de la ville d'AIN DZARIT	21
Tableau IV.1 :	Détermination de la capacité de réservoir de la ville	33
Tableau V.1 :	récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe	39
Tableau V.2 :	calcul de débits aux nœuds : cas de pointe	40
Tableau V.3 :	calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie	42
Tableau V.4 :	calcul des diamètres et des vitesses	46
Tableau V.5 :	Résultat.des.différents.tronçons.....	48
Tableau V.6 :	résultat au niveau des nœuds	49
Tableau VI.1 :	calcul de la hauteur manométrique	63
Tableau VI.2 :	Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	63
Tableau VI.3 :	Calcul des Frais d'amortissement des conduites.....	64
Tableau VI.4 :	Bilan des frais des conduites.....	64
Tableau VI.5 :	Caractéristiques des pompes en fonction de leur.....	65
Tableau VI.6 :	Point de fonctionnement d'une pompe	67
Tableau VIII.1 :	calcul du volume du lit de pose.....	80
Tableau VIII.2 :	calcul du volume à excaver.....	80
Tableau VIII.3 :	calcul du volume du remblai.....	80
Tableau VIII.4 :	Frais des travaux	81
Tableau VIII.5 :	Frais de pose des conduites.....	81
Tableau VIII.6 :	Frais total	82

Liste des figures

1. Figure I.1	: La situation en plan de commune d' Ain Dzarit.....	2
2. Figure II.1	: Consommation de la population pour différents horizons	11
3. Figure III .1	: graphique de consommation de l'agglomération	22
4. Figure III .2	: graphique de consommation d'arrosage	23
5. Figure III3	: graphique de consommation totale	23
6. Figure III.4	: la courbe de consommation cumule (intégrale).....	24
7. Figure IV.1	: Le réservoir qui se trouve dans la commune d' AIN DZARIT.....	27
8. Figure IV.2	:conduite d'adduction.....	28
9. Figure IV. 3	:conduite de départ.....	29
10. Figure IV. 4	:conduite de trop plein et de vidange.....	30
11. Figure IV.5	:conduite de by-pass.....	30
12. Figure IV.6	:matérialisation de la réserve d'incendie.....	31
13. Figure V.1	: répartition arbitraire des débits : cas de pointe.....	44
14. Figure V.2	: répartition arbitraire des débits : cas de pointe+incendie.....	45
15. Figure V.3	: pression et diamètres du réseau.....	50
16. Figure V.4	: débits et vitesses pour le cas de pointe	51
17. Figure V.5	: débits et vitesse pour le cas de pointe+incendie.....	52
18. Figure VI.1	: l'emplacement préférable des ventouses.....	57
19. Figure VI.2	: courbe caractéristique de la pompe	66
20. Figure VI.3	: point fonctionnement de la pompe	67
21. Figure VII.1	: Réservoir d'air.....	75

Liste Des Planches

- 1- Plan de masse et réseau projeté.
- 2- Schéma du système de production d 'AEP de la ville d'AIN DZARIT.
- 3- Profil en long de l'adduction.
- 4- Profil en long du réseau projeté du tronçon (Réservoir –nœud 1).
- 5- Profil en long du réseau projeté du tronçon (nœud 1 –nœud 1).
- 6- Détail des nœuds au niveau du réseau de distribution.

Introduction générale

L'existence de la vie est tributaire de la disponibilité des ressources en eau, c'est pourquoi on disait que "L'eau, c'est la vie".

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, en tant raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir un réseau d'eau potable de standard international en utilisant des outils de travail puissant tel que Epanet, Autocad, Covadis...etc. Pour avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes et aux gaspillages. C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude "alimentation en eau potable de la ville d'AIN DZARIT W.TIARET".

Dans un premier temps (chapitre I), il est nécessaire de savoir la situation de la ville de Tiaret tel que la situation géographique, topographique, hydraulique, Géologique, hydrogéologique ...etc.

Le Chapitre II : Décrira précisément les besoins en eau de l'agglomération ainsi la consommation moyenne journalière de l'agglomération.

Le Chapitre III : Après le calcul de la consommation moyenne journalière on passera directement à la détermination des débits horaire pour tracer le graphique de consommation.

Le chapitre IV : Décrira précisément le calcul de la capacité de réservoir

Le chapitre V : Une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer des diamètres adéquats pour le dimensionnement de réseau de distribution.

Le chapitre VI : Etude consiste à déterminer le diamètre optimal de l'adduction, en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Le chapitre VII : A travers ce chapitre nous avons vu comment déterminé le volume d'air d'un anti bélier.

Enfin, on passe à la réalisation du chantier.

INTRODUCTION

Se propose dans cette introduction de donner une représentation générale de la ville d'AIN DZARIT.

L'objet de cette étude est de collecter l'ensemble des données de base nécessaires et utiles pour l'élaboration de distribution d'eau potable de la ville.

Et aussi pour précise l'aperçu général sur les caractéristiques de la commune et qu'est les situations de la ville pour connaître comment alimenter en eau potable. Ces situations sont :

- La situation géographique ;
- La situation topographique ;
- La situation géologique ;
- La situation climatique ;
- La situation hydraulique ;

I. 1. La situation géographique

La ville d'Ain Dzarit chef lieu de commune, située à l'Est du chef lieu de Wilaya de TIARET environ de 31 km, et 11 km du chef lieu de Mahdia

Elle est limitée par :

- les communes de SABAIN –MAHDIA – HAMADIA, au nord
- les communes de ABD EL GHANI – NADORAH, au sud
- la commune de RECHAIGA, au l'est
- la commune de BOUCHTA, au l'ouest

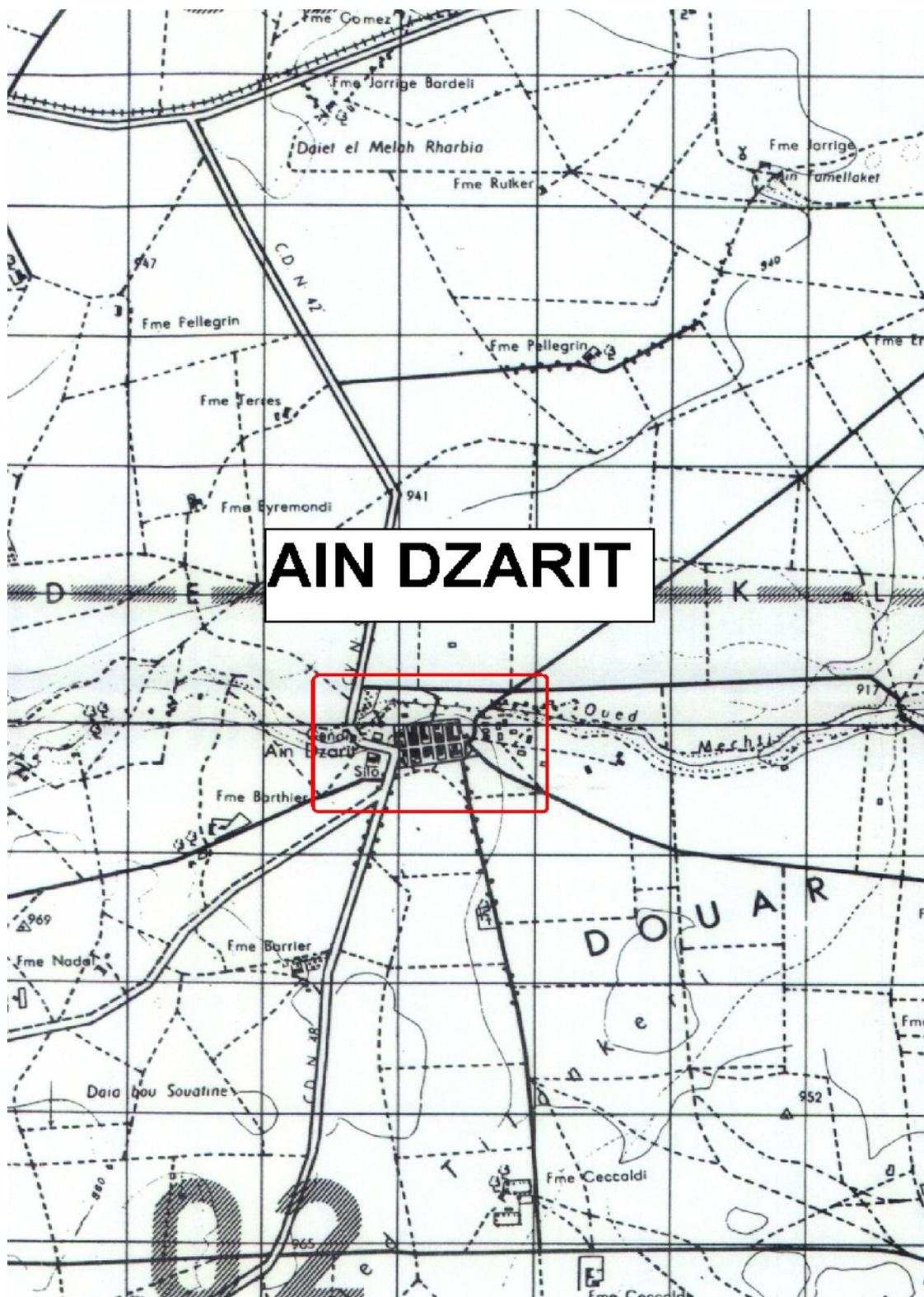


Figure n° 1. La situation en plan de commune D'AIN DZARIT

I. 2. La Situation topographique

Situé au niveau de l'assiette reconnu pour sa topographie a pentes très faibles a une altitude de 931m les conditions topographiques ne sont pas plus au mois satisfaisantes aux écoulements gravitaires et présentent beaucoup de contraintes de nature. La partie ancienne du centre est bâtie régulièrement conformément aux règle générales urbanisation le centre est divisé en 2 bassins versants.

I. 3. La situation géologique

La géologie de la commune d'AIN DZARIT est caractérisée par :

- Marne et dolomies pour le jurassique ;
- Marne calcaire et dolomitiques pour le crétacé. Ce sont des formations marno-calcaires. Qui donnent cet aspect monotone à l'ensemble du sersou.

Le plateau de sersou correspond à un vaste synclinal comble par des dépôts du crétacé et du tertiaire.

Au sud ce synclinal est limité par le vaste anticlinorium du djebel nador. Le noyau anticlinal dans l'alignement des djebels nesour et plus à l'est des djebels metales est marqué par un important accident relevant. Les informations du lias. Et provoquent d'importants pointes ment de trias.

Sur le territoire de la commune le recouvrement est constitué dans une grande épaisseur par des couches superposées pliocènes continentaux poudingues et calcaires.

I.4. La Situation Climatique

I.4.1. climat :

Faute de données climatiques sur place. Nous avons jugé utile d'analyser les données climatiques de la station de mahdia.

Du point de vue macro climatique. L'espace communale ne diffère pas beaucoup de celui de celui des hauts plateaux. Il est de type continental avec deux saisons bien distinctes :

↳ Été sec et aride

↳ Hiver rigoureux

I. 4. 2. la Pluviométrie

La pluviométrie moyenne enregistrée est située à 117 mm et ce depuis 1970 à 2000.

En fonction de la pluie tombée, on distingue deux périodes :

↳ La période pluvieuse qui s'étend de Novembre à Avril

↳ La période sèche qui s'étend de Mai à Octobre.

- les gelées : le phénomène est engendré par les basses températures. Les gelées sont assez fréquentes puisqu'elles atteignent parfois 19 jours/an.

- la neige : c'est un paramètre qui joue un rôle régulateur de ruissellement. En raison de l'infiltration lente et profonde dans le sol. La neige influe positivement sur l'alimentation des nappes phréatiques. La neige est beaucoup plus présente avec une moyenne de 11 jours/an.

I. 4. 3. La Température :

Pendant la saison hivernale (décembre-janvier), le minimum de la température moyenne peut atteindre -3°C .

Pendant la période d'été (juin-juillet-août), le maximum de la température moyenne atteint 33°C .

Les écarts de température au cours d'une même journée peuvent atteindre 15°C en hiver et 25°C en été.

Les vents dominants soufflent du Nord-Ouest, le Sirocco souffle essentiellement en juillet et août.

I. 4.4 le vent :

La vitesse du vent moyenne annuelle est de (3 à 4 m/s), ils sont violents en printemps et en automne. Les vents prédominants dans la région sont de direction Ouest et Nord-Ouest. (Source ANRH)

I. 4.5. Sismicité :

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique liée au mouvement des plaques Africaine et la plaque Eurasique qui sont en perpétuel mouvement de convergence, ce rapprochement se traduit par de nombreux séismes de magnitude

$M \leq 4$ Faible

$4 \leq M \leq 6.5$ Modérés

$M \leq 6.5$ Violent

Les mouvements compressifs Nord Sud induisent des déformations principalement suivant les failles

D'après le C.G.C (Rpa99/versions 2003), l'Algérie est divisée en 5 zones de sismicité

Zone 0 : Sismicité nulle

Zone I : Sismicité faible

Zone II : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée.

La région de Tiaret est classée dans la zone de faible sismicité qui est la zone I

I. 5. La Situation hydraulique

L'agglomération chef lieu d'Ain Dzarit est desservie actuellement par un réservoir R1000 m³ alimenté par deux forages(DBS1 et BDS2), un débit d'exploitation est de 35 l/s et 28l/s, ces débits est à prendre en considération pour notre balance « source – besoin ».

Il y'a un Système de production et de distribution.

I. 5. 1. Système de production

Le système de production alimentant la ville de Ain Dzarit est constitué deux forages DBS1 et DBS2 mobilisant un débit d'exploitation DBS1: 35 l/s et DBS2:28l/s Par le biais de la station de reprise, un transfert de 1000 m³ soit 11 l/s est destiné pour Ain Dzarit tous les deux jours.

En résumé le système de production de Ain Dzarit est composé à partir de la dite station de reprise alimenté par les forages DBS1 et DBS2, implantés au Sud de l'Acl dont les eaux sont refoulés par une conduite - Ø300 A.C au réservoir 1000 m³ semi-enterré se trouvant à l'Ouest de l'Acl, puis du réservoir par une conduite Ø 300 Acier dessert la population de l'Acl d'AIN DZARIT une fois tous les deux jours.

I. 5. 2. Réseau de distribution

Le réseau est alimenté directement à partir du réservoir 1000 m³ implanté à la cote 989 NGA au moyen d'une conduite Ø 300 Acier, fonctionnant sous une pression statique de 2 bars.

Le réseau de distribution alimentant la ville d'Ain Dzarit est du type ramifié.

I. 5. 3. Stockage

L'agglomération d'AIN DZARIT dispose d'un stockage de 1000 m³ jouant le rôle d'alimentation implanté à la cote 989 NGA. Ce réservoir en béton armé de forme circulaire.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la ville d'AIN DZARIT

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui la conception d'un nouveau réseau de distribution pour la ville d'AIN DZARIT afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération.

INTRODUCTION

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins de la commune d'AIN DZARITE que se soit pour l'agglomération ou l'agriculture, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés. ,

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socioéconomiques, qui procèdent à la fois de :

- la volonté politique du pouvoir public qui fixe pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs.

- des ressources en eau susceptibles d'être mobilisées pour satisfaire qualitativement et quantitativement, les besoins en eau pour la consommation.

Ce qui est à savoir, nous pouvons dire que l'évaluation des besoins en eau potable de AIN DZARIT que nous les citerons ci après, nous permet de connaître la consommation journalière et de dimensionner les ouvrages nécessaires de la dite commune.

II.1. Evaluation de la population

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte de la croissance démographique et l'évolution de la population dans le temps. Le taux d'accroissement pris en considération est de 3 % « source D.P.A.T » qui servira de paramètre de calcul pour l'évolution aux différents horizons demandé mesuré par l'équation suivante :

$$P_n = P_0 (1+\tau)^n$$

Avec : **P_n** : population à l'horizon donnée

P₀ : population de l'année de référence

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

τ : taux d'accroissement

II. 1.1. Taux d'accroissement

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissances et de décès enregistrés pendant la période et, le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés. Dans notre étude le taux d'accroissement de la population est 20 ans.

Selon le service technique de la commune d'AIN DZARIT, la population avait atteint 9434 habitants en 2013.

II -1-2- Population de référence

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie.

Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2008, la population de la commune d'AIN DZARIT (chef lieu) étant de 8138 habitants. L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable d'ici l'année 2033. C'est-à-dire après 20 ans ;

Tableau n° II.1. Nombre des habitants pour différents horizons ;

Année	Evaluation de la population
2008	8138 habitants
2013	9434 habitants
2033	17039 habitants

II- 2- Catégorie des besoins

Il est préférable de se pencher sur les différentes catégories des besoins tels que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins commerciaux
- Besoins socioculturels et sportifs
- Besoins publics.

II- 3 - Estimations des besoins

II- 3 -1- Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litre par habitant et par jour par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule, etc..

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 dont les principaux sont :

- le niveau de vie de la population
- le nombre d'habitants
- le développement urbain
- les ressources existantes.

Cette norme est évaluée à **150** litres par habitant et par jour (l/h/j).

Tous les équipements sont regroupés dans les tableaux ci-dessous tout en sachant que ces données proviennent de l'APC d'AIN DZARIT

Tableau n° II. 2. Norme unitaire domestique ;

Désignation	Norme unitaire (l/j/hab.)
Boisson	3 à 5
Cuisine	4 à 5
Lavabo	8 à 12
Douche	20 à 30
Blanchissage sur place	15 à 20
Baignoire	100 à 150
Ménage	3 à 8
Arrosage privé	30 à 40

II- 3- 2- Besoins domestiques**II- 3- 2-1-Détermination de la consommation moyenne journalière**

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par l'expression suivante.

$$Q_{\text{moy}} = \frac{N Q_i}{1000}$$

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière [m³/j]

N : nombre d'habitants à l'horizon donné

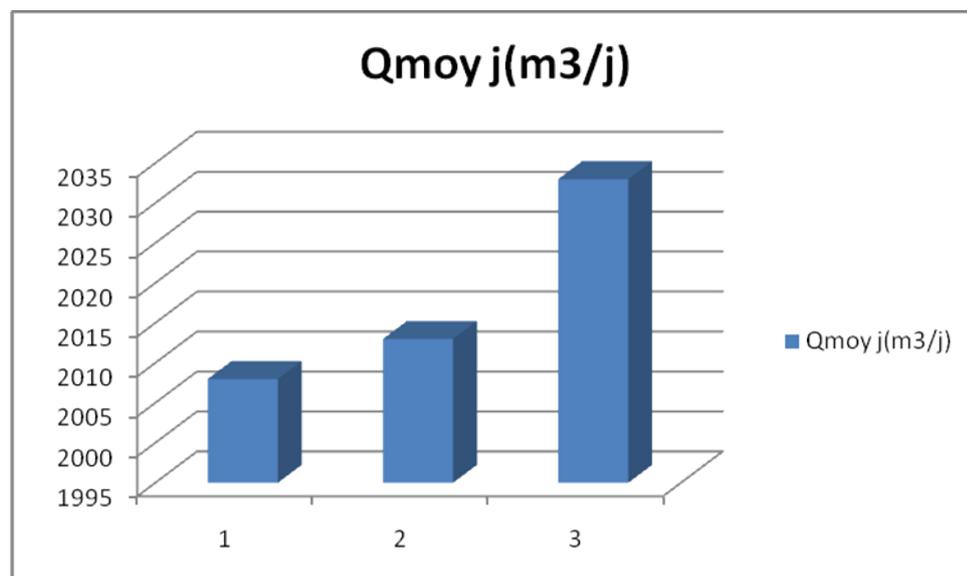
Q_i : débit de dotation.

Tableau n° II. 3. Consommation de la population pour différents horizons ;

Le tableau suivant représente la consommation de la population à l'horizon envisagé.

Année	Nombre d'habitants	Dotation l/j/habitant	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
2008	8138	150	1220.7
2013	9434	150	1415 .1
2033	17039	150	2555.85

Graphe n° II. 2. Consommation de la population pour différents horizons ;



II-3-3- Besoins sanitaires :

Le tableau suivant représente les besoins en eau sanitaire On prend une dotation de 80 l/j/m

Le domaine sanitaire de la commune d'AIN DZARIT est couvert par un centre de santé situé sur le centre ville.

Tableau n° II. 4. Détermination des besoins de service de la santé ;

Zone d'équipement	Nombre de lit	Dotation l/j/lit	Qmoyj (m3/j)
Centre de santé	50	80	4
TOTALE			4

II.3.4. Besoins scolaires

Le tableau suivant nous illustre les besoins scolaires en eau comme suit.

Tableau n° II. 5. Evaluation des besoins scolaires ;

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Ecole primaire	élève	821	15	12.31
C.E.M	élève	734	15	11.01
TOTALE				23.32

II- 3- 5- Besoins socioculturels**Tableau n°II. 6.** Évaluation des besoins socioculturels ;

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m3/j)
Mosquée	fidèles	1500	20	30
Centre culturel	adhérent	2000	5	10
CCLS	personnes	15	20	0.3
DF	personnes	06	20	0.12
TOTAL				40.42

II. 3. 6. Besoins administratifs :**Tableau n°II. 7.** Évaluation des besoins administratifs ;

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m3/j)
A.P.C	employé	60	20	1,2
P.T.T	employé	30	20	0,60
Garde communale	employé	50	20	1
Gendarmerie	agent	40	25	1
Total				3,8

II.3.7. Besoins d'arrosage :**Tableau n°II. 8.** Évaluation des besoins d'arrosage ;

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/m ²)	Qmoyj (m ³ /j)
Jardin public	m ²	3320	5	16.6

II. 4. Récapitulation de la consommation moyenne en eau totale

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau n° II.9. Récapitulation de la consommation en eau totale ;

Types des besoins	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Domestiques	2555.85
Sanitaires	4
Scolaires	23.32
Socioculturels	40.42
Administratifs	3.8
Arrosage	16.6
TOTAL	2643.99

CONCLUSION

La consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle et annuelle et dépend du mode de vie de la population. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficient, dit coefficient d'irrégularité.

Le débit moyen Journalier de $2644\text{m}^3/\text{j}$, est celui qui sera consommé moyennement par la commune d'AIN DZARIT à l'horizon 2033.

INTRODUCTION

L'évaluation des besoins élémentaires ou unitaire est délicate, car elle dépend de la façon dont on se sert de l'eau, par exemple, la quantité nécessaire pour une douche n'est pas la même d'un usager à l'autre, elle varie avec la satisfaction qu'il en tirera. C'est pourquoi les variations de débits sont différentes d'une région à une autre et, même les dotations se différent d'un pays à un autre.

III. 1. Etudes des variations des débits

Au sein d'une agglomération, l'eau appelée à la consommation varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population.

Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnées au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier, est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité, qui étant défini comme le rapport entre la consommation maximale journalier [$Q_{\max j}$] et la consommation moyenne journalière [$Q_{\text{moy}j}$].

III. 1. 1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max j}$)

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

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

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3.

Pour notre cas on prend $K_{\max,j} = 1,3$ pour les besoins domestiques par contre pour les besoins d'arrosage et d'industrie on prend $K_{\max,j} = 1.1$

Tel que $K_{\max j}$: Coefficient de variation journalière.

$K_{\max j} = 1.3$ besoins domestiques.

$K_{\max j} = 1.1$ autres besoins.

Nous avons la relation suivante

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moyj}}$$

Tableau n° III. 1. Calcul de consommation maximale journalière ;

Nature de consommation	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Coefficient D'irrégularité	Débit maximal journalier (m ³ /j)
Domestique	2555.85	1.3	3322.61
Scolaire	23.32	1.1	25.65
Sanitaire	4	1.1	4.4
Socioculturel	40.42	1.1	44.46
Administratif	3.8	1.1	4.18
Arrosage	16.6	1.1	18.26
○TOTAL	2643.99		3419.56

Donc : le débit moyenne journalier ($Q_{\text{moyj}} = 2643.99$ (m³/j).

Le débit maximal journalier ($Q_{\max j} = 3419.56$ (m³/j).

III. 1. 2. Coefficient d'irrégularité journalier minimal

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière ,il nous permet de connaître le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9.

Donc

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}}$$

Tel que : $K_{\min j}$: coefficient minimal

Tableau n° III. 2. Calcul de consommation minimum journalière

Nature de consommation	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Coefficient D'irrégularité	Débit minimum journalier (m ³ /j)
Domestique	2555.85	0.9	2300.27
Scolaire	23.32	0.7	16.32
Sanitaire	4	0.7	2.8
Socioculturel	40.42	0.7	28.29
Administratif	3.8	0.7	2.66
Arrosage	16.6	0.7	11.62
OTAL	2644		2361.96

Donc : $Q_{\min j}$: débit minimal journalier = **2361.96** (m³/j)

$Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier = **2644** (m³/j)

III. 2. Détermination des débits horaires

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

III. 2. 1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec : - $Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m³/h ;

- $Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en m³/j ;

Donc : $Q_{\text{moy,h}} = 3419.56/24 = 142.48\text{m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{moyh}} = 142.48\text{m}^3/\text{h}$$

2. 2. Débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

- Avec : - $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en (m³/h);
- $K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;
 - $Q_{\max,h}$: débit maximum horaire en (m³/h);

III. 3. Détermination du débit de pointe

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'alimentation en Eau Potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant les quelles la consommation est maximale (heures de pointe), a fin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de l'agglomération. Pour déterminer ce débit nous devons aussi de prendre en compte du coefficient d'irrégularité horaire.

Tableau N° III. 3. la variation horaire en fonction du nombre de la population ;

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

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

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre 10001 et 50000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année 2033 sera 17039 hab.), dont la partition est indiquée dans le tableau.

Tableau N° III. 4. variation des débits horaires de la ville de AIN DZARI

Heures	Habitation Qmaxj=3419,56		Arrosage Qmaxj=16,6		Consommation total Qmaxj=3436,16		consommation Cumulée intégrale	
	%	(m3/h)	%	(m3/h)	%	(m3/h)	%	(m3/h)
1-0	1,5	51,29			1,49	51,29	1,49	51,29
1_2	1,5	51,29			1,49	51,29	2,99	102,59
2_3	1,5	51,29			1,49	51,29	4,48	153,88
3_4	1,5	51,29			1,49	51,29	5,97	205,17
4_5	2,5	85,49			2,49	85,49	8,46	290,66
5_6	3,5	119,68			3,48	119,68	11,94	410,35
6_7	4,5	153,88	25	4,15	4,60	158,03	16,54	568,38
7_8	5,5	188,08	25	4,15	5,59	192,23	22,14	760,60
8_9	6,25	213,72			6,22	213,72	28,36	974,33
9_10	6,25	213,72			6,22	213,72	34,57	1188,05
10_11	6,25	213,72			6,22	213,72	40,79	1401,77
11_12	6,25	213,72			6,22	213,72	47,01	1615,49
12_13	5	170,98			4,98	170,98	51,99	1786,47
14-13	5	170,98			4,98	170,98	56,97	1957,45
15-14	5,5	188,08			5,47	188,08	62,44	2145,53
16-15	6	205,17			5,97	205,17	68,41	2350,70
17-16	6	205,17	25	4,15	6,09	209,32	74,50	2560,02
18-17	5,5	188,08	25	4,15	5,59	192,23	80,10	2752,25
19-18	5	170,98			4,98	170,98	85,07	2923,23
20-19	4,5	153,88			4,48	153,88	89,55	3077,11
21-20	4	136,78			3,98	136,78	93,53	3213,89
22-21	3	102,59			2,99	102,59	96,52	3316,48
23-22	2	68,39			1,99	68,39	98,51	3384,87
00-23	1,5	51,29			1,49	51,29	100	3436,16

; Le débit maximal horaire de notre ville étudiée ;

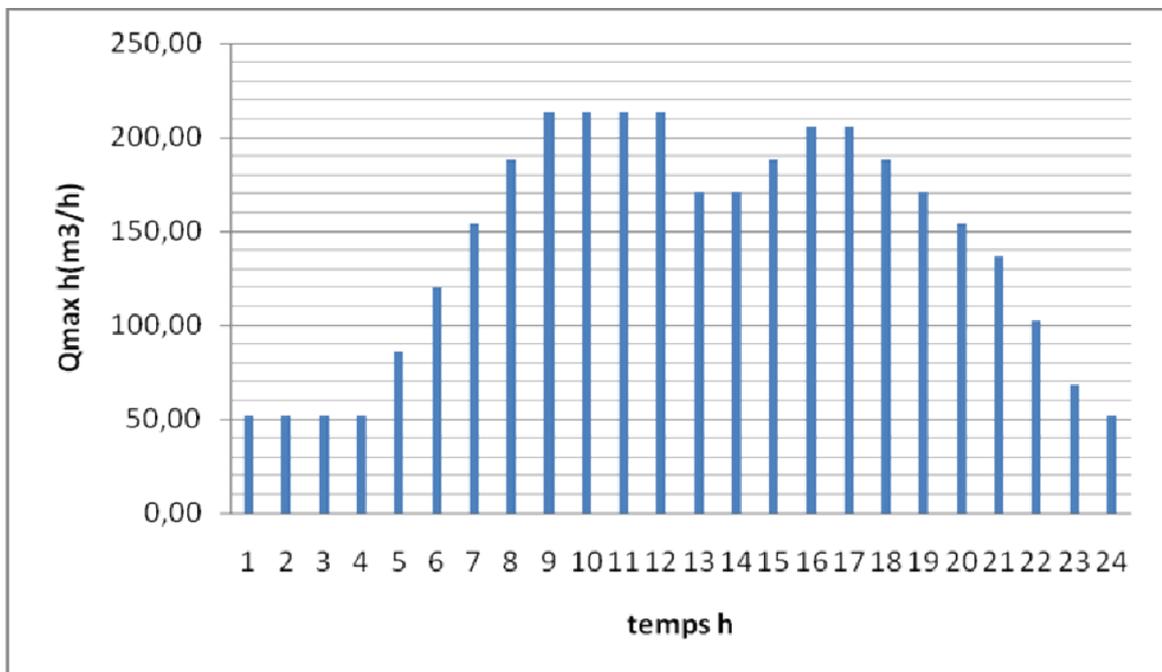
Donc le débit maximal horaire de la ville de AIN DZARIT entre l'heure 08 à l'heure 12 et qu'est

$$Q_{\max h} = 213,72 \text{ m}^3/\text{h}.$$

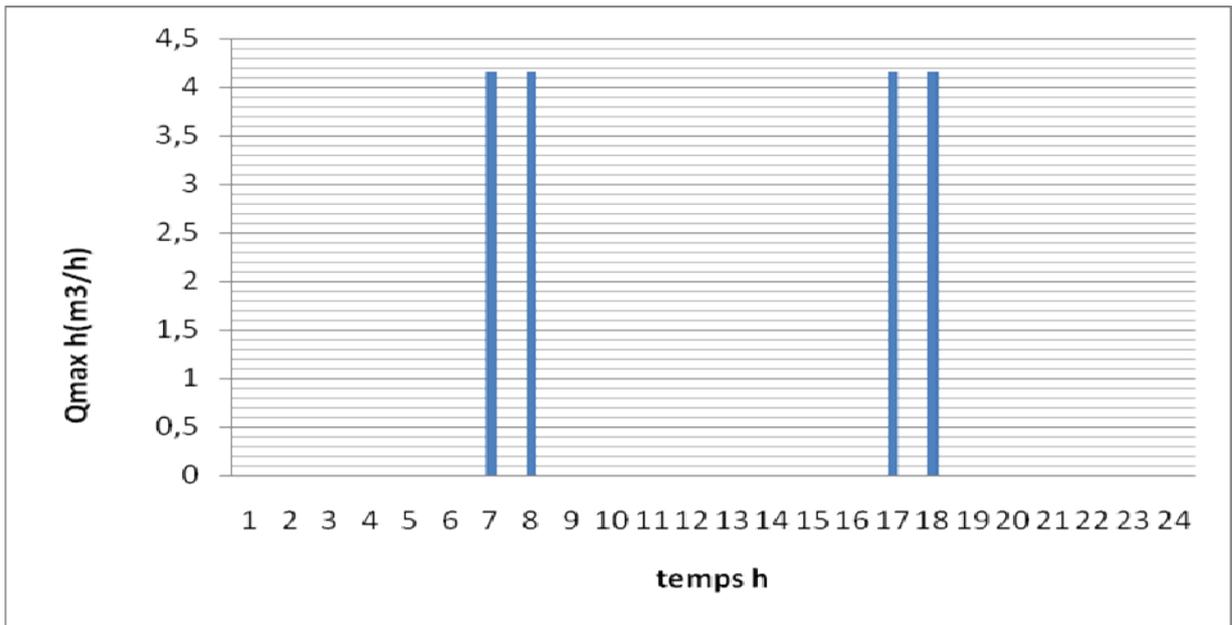
Après la transformation le débit à litre/second. Elle doit être :

$$Q_{\max h} = 59,37 \text{ l/s}.$$

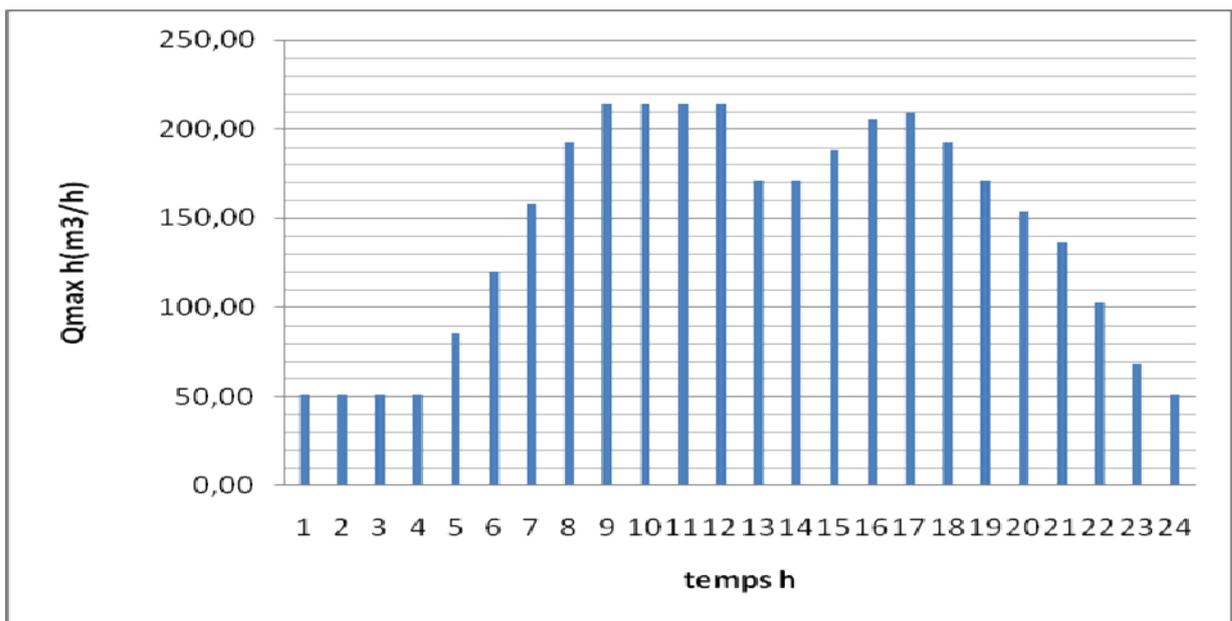
Nous pouvons donc tracer les graphes



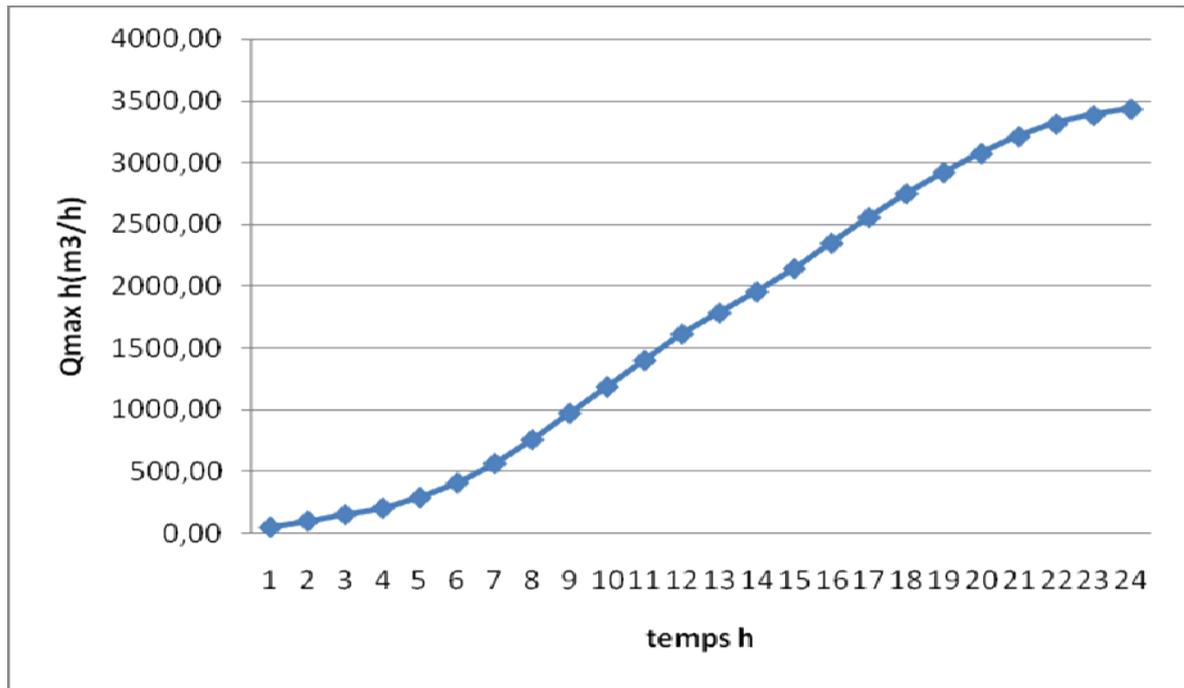
Graphe n° III. 1. graphique de consommation de l'agglomération ;



Grappe n° III. 2. graphique de consommation d'arrosage ;



Grappe n° III. 3. graphique de consommation totale ;



Graphe n° III. 4. la courbe de consommation cumule (intégrale) ;

Conclusion

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

En définitif nous disons qu'on peut satisfaire le besoin de l'agglomération a l'horizon.

Introduction :

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

Mais notre projet, nous allons utiliser un réservoir jumelé existant qui implanté à une cote 989 m du trop plein ayant une capacité de 1000 m³.

Il convient de souligner que l'existence de ce réservoir est une contrainte pour le projecteur du fait que la cote imposée

L'agglomération chef lieu d'Ain Dzarit est desservie actuellement par un réservoir 1000 m³ tous les deux jours.

1. Le Rôle du réservoir

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé ; de plus il peut aussi:

- * Régulariser le fonctionnement de la pompe
- * Régulariser la pression dans le réseau de distribution
- * Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution
- * Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- * Lutter contre l'incendie.
- * Jouer le rôle de relais.

IV. 2. Utilité de réservoir

L'existence du réservoir dans un réseau d'A.E.P joue un rôle important, où les avantages qu'il présente à savoir :

Régularisation de l'apport d'eau de la consommation variable dans les différentes heures de la journée, ainsi que la pression dans le réseau de distribution et dans le fonctionnement des pompes ;

En cas d'accident sur une conduite d'adduction, le réservoir permet de satisfaire la demande en eau des consommateurs.

Il constitue un volant, qui permet d'assurer aux heures de pointes les débits maximums demandés, de plus il permet de combattre efficacement les incendies.

NB : La répartition des débits dans le réseau de distribution varie considérablement pendant toute la journée, cela est remarqué selon le graphique journalier de la consommation d'eau pendant les heures de consommation maximale. Les différences de débit d'apport et de distribution se versent dans le réservoir de stockage, alors que pendant les heures de pointe, où la consommation d'eau est maximale. Ainsi déficit du débit éventuel de réseau de distribution sera alimenté par les réservoirs de stockage.

IV.3. Emplacement de réservoir

L'emplacement choisi pour édifier le réservoir doit être compatible avec les rôles qu'il doit exercer, à savoir :

- Donner aux abonnées une pression suffisante au moment de pointe ;
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réservoir.

IV.4. Choix le type du réservoir

Nous savons qu'il existe plusieurs types de réservoirs tel que : réservoirs enterres, semi enterrés ou surélevés appelés aussi châteaux d'eaux.

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans l'avenir.

Le choix du type est basé sur les avantages suivants:

- Economie sur les frais de construction
- Etude architecturale très simplifiée
- Etanchéité plus facile à réaliser
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

IV .5. Le réservoir qui se trouve dans la commune de AIN DZARIT



Source DHW

IV. 6. Construction de réservoir

Les matériaux employés dans la construction de réservoir devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet. Seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèces nuisible (serpent, souris ...etc.).

IV .7. Equipement du réservoir

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leurs permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.

Le réservoir doit être équipé :

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

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

IV. 7. 1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction en refoulement dans le réservoir, peut être placée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure ou même déverser au dessus de la surface libre dans celui-ci, nous avons opté pour une arrivée de la conduite par la partie supérieure

du radier, qui s'oppose à la conduite de départ et par conséquent il y aura un brassage des eaux dans le réservoir.

Pour notre cas gravitaire; nous pouvons assurer l'obturation par un robinet vanne flotteur. (Voir le figure n°02).

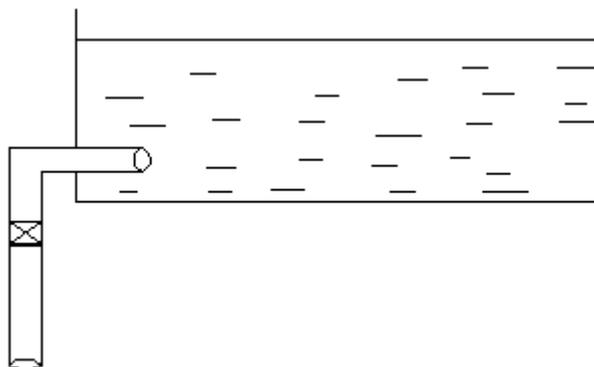


Figure. n°02 : conduite d'adduction

IV.7. 2. conduite de départ et de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au-dessus du radier, a fin d'éviter l'introduction dans la canalisation des boues ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum d'eau de 0,5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. En cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration D'air dans la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de cette dernière.(voir le figure n° 03) .

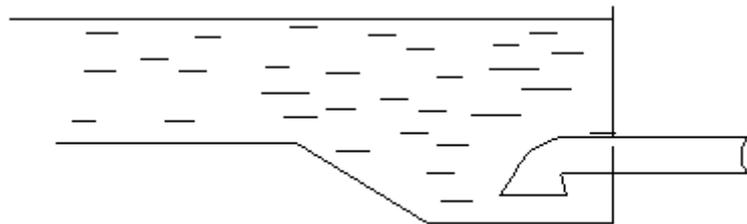


Figure. n° 03 : conduite de départ

7. 3. Conduite de trop plein

La conduite du trop- plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle comportera au départ un événement et elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques, on aménage un joint hydraulique. Constitué par un siphon a l 'extrémité de cette conduite (voir figure n° 04).

7. 4. Conduite de Vidange

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un robinet vanne.

Nous pouvons le vidanger au moyen de cette conduite, qui est raccordée à celle de trop plein surtout au cas d'une inspection, nettoyage ou éventuellement de certaines réparations.

Cette conduite de vidange est munie d'un robinet vanne se trouvant dans la chambre de manœuvre.

(Voir figure n° 04).

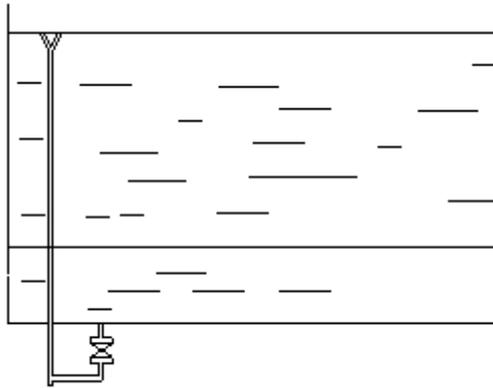


Figure. n° 4 : conduite de trop plein et de vidange

7. 5. Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'arrivée à la conduite de départ, dans le cas d'un réservoir non compartimenté. Elle assure la distribution quand le réservoir est isolé pour son entretien (voir la figure n°5).

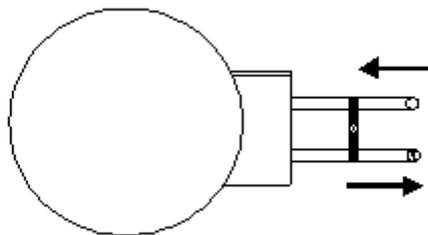


Figure. n° 5 :conduite by-pass

IV.7. 6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Il importe que les dispositions soient prises afin d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne puisse puiser dans la distribution. Aussi, on

Opte pour un dispositif constitué par un siphon qui se désamorcé quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à

L'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment. (Voir la figure n°11).

Le système de fonctionnement est le suivant:

- **Fonctionnement normal : 1 et 3 : ouverts 2 fermé.**
- **Cas d'incendie. Il suffit d'ouvrir 2**

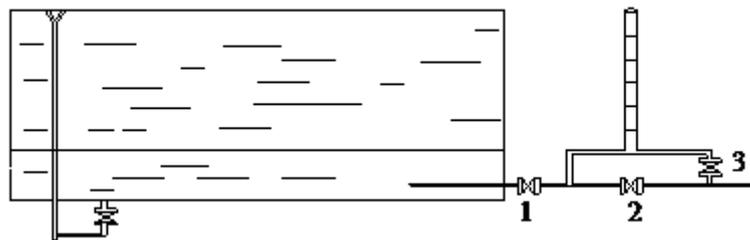


Figure. n° 6 : matérialisation de la réserve d'incendie

IV.8. Système de canalisation

Conduite : les conduites sont de forme circulaire en PEHD

- **Coudes et TE :** Elles sont placées dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- **Vannes :** On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.
- **Robinet flotteur :** Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.

IV.9. Détermination de la capacité du réservoir

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution.

A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique. Par la méthode analytique, on déduit la capacité totale du réservoir. Elle se base, à la fois sur le régime de la consommation le long de la journée, et le temps de fonctionnement de la pompe. En faisant la durée de fonctionnement des pompes 20/24 heures au bout de ce temps, les pompes doivent refouler 100% le débit maximum journalier.

Tableau N° IV. 1. Détermination de la capacité de réservoir de la ville

Heure	Consommation Horaire %	Apport d'eau %	Surplus %	Déficit %	Résidus %
1-0	1,49	0		1,49	8,60
1_2	1,49	0		1,49	7,11
2_3	1,49	0		1,49	5,62
3_4	1,49	0		1,49	4,13
4_5	2,49	5	2,51		6,64
5_6	3,48	5	1,52		8,15
6_7	4,60	5	0,40		8,56
7_8	5,59	5		0,59	7,96
8_9	6,22	5		1,22	6,74
9_10	6,22	5		1,22	5,52
10_11	6,22	5		1,22	4,30
11_12	6,22	5		1,22	3,08
12_13	4,98	5	0,02		3,11
14-13	4,98	5	0,02		3,13
15-14	5,47	5		0,47	2,66
16-15	5,97	5		0,97	1,69
17-16	6,09	5		1,09	0,59
18-17	5,59	5		0,59	0,00
19-18	4,98	5	0,02		0,02
20-19	4,48	5	0,52		0,55
21-20	3,98	5	1,02		1,57
22-21	2,99	5	2,01		3,58
23-22	1,99	5	3,01		6,59
00-23	1,49	5	3,51		10,10

IV .9. 1. Détermination analytique de la capacité de réservoir

La détermination de la capacité de réservoir par cette méthode analytique, exige deux régimes distincts :

-Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.

-Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, estimée à **120m³**.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

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

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

D'où le volume utile sera :

$$V_u = \frac{10,1 * 3436,16}{100} = 347,05 \text{ m}^3$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_u + V_{inc}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à **120m³**

Donc

$$V_t = 347,05 + 120 = 467,05 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera normalisé **V=500 m³**

Remarque

Dans notre étude, nous sommes arrivés à déterminer un réservoir de capacité **500 m³**, qui est inférieur au réservoir existant de 1000m³.

Toute fois nous pouvons dire que, le réservoir qui a été réalisé de volume 1000 m³, peut servir la commune jusqu'à l'horizon 2033 et par conséquent, nous jugeons inutile de projeter un autre réservoir d'autant plus que celui qui est déjà fait peut satisfaire l'agglomération.

CONCLUSION

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de **500m³** plus petit que la capacité des réservoirs existants de capacité 1000m³.

Donc on n'a pas besoin de faire la projection d'un autre réservoir tout en supposant que l'état de ces réservoirs existants restera bon jusqu'à l'horizon considéré.

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. Toute fois, 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 etc.....).

V.1. Les différents types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé.

V.1.1. 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.

V.1.2. Le Réseau étagé :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

V.1.3. 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 car c'est un réseau qui présente les avantages suivants :

- une alimentation de retour
- isolation du tronçon en cas d'une panne par un simple manœuvre robinetterie.

V.2. Conception d'un réseau.

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis.

V.3. Principe du tracé du réseau maillé :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;

- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

V.4. 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 supposés concentrés aux nœuds.

V.4.1.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 :

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

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.

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

Q_{spe} : 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 :

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

$Q_{n,i}$: 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.

NB : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe + incendie.

V.4.2. Calcul des débits**a. Cas de pointe :**

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 213,7225 \text{ m}^3/\text{h} = 59,3674 \text{ l/s} \text{ et } Q_{conc} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

$$\text{Donc } Q_{route} = Q_{cons} = \mathbf{59,37 \text{ l/s}}$$

$$\sum L_i = 8147,54 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{spc} = 59,37 / 8147,54 = 0,00729 \text{ l/s/m}$$

Finalement on a donc : $Q_{spc} = \mathbf{0,00729 \text{ l/s/m}}$

Tableau N°V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Q_{cons} (l/s)	59,37
Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)
Q_{route} (l/s)	59,37
$\sum L_i$ (m)	8147,54
Q_{spc} (l/s/m)	0,00729

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

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus.

Tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

nœuds	tançons	Longueur(m)	q SP (l/s/m)	Qtrançon (l/s)	Qnodaux(l/s)	Cote Terrain (m)
1	1_2	381,02	0,00729	2,7776358	3,6346482	934
	1_4	315,49		2,2999221		
	1_5	300,65		2,1917385		
2	2_1	381,02		2,7776358	2,07469755	931
	2_3	188,17		1,3717593		
3	3_2	188,17		1,3717593	2,7835407	931
	3_4	297,39		2,1679731		
	3_10	278,1		2,027349		
4	4_3	297,39		2,1679731	4,23559935	930
	4_1	315,49		2,2999221		
	4_9	270,77		1,9739133		
	4_11	278,38		2,0293902		
5	5_1	300,65		2,1917385	3,42429525	936
	5_6	342,87		2,4995223		
	5_8	295,93		2,1573297		
6	6_5	342,87		2,4995223	2,77504785	939
	6_7	418,46		3,0505734		
7	7_6	418,46		3,0505734	4,1778261	938
	7_8	323,63		2,3592627		
	7_13	404,09		2,9458161		
8	8_5	295,93		2,1573297	2,5534683	933
	8_7	323,63		2,3592627		
	8_9	80,98		0,5903442		
9	9_8	80,98		0,5903442	2,3295924	932
	9_4	270,77		1,9739133		
	9_12	287,37		2,0949273		
10	10_3	278,1		2,027349	3,58824735	930
	10_11	299,42		2,1827718		
	10_14	406,91		2,9663739		

11	11_10	299,42	0.00729	2,1827718	4,77761085	931
	11_4	278,38		2,0293902		
	11_12	217,2		1,583388		
	11_15	515,73		3,7596717		
12	12_11	217,2		1,583388	4,8374253	929
	12_9	287,37		2,0949273		
	12_16	539,56		3,9333924		
	12_13	283,01		2,0631429		
13	13_7	404,09		2,9458161	4,32446445	930
	13_17	499,31		3,6399699		
	13_12	283,01		2,0631429		
14	14_10	406,91		2,9663739	2,9831409	929
	14_15	411,51		2,9999079		
15	15_14	411,51		2,9999079	4,2881238	929
	15_11	515,73		3,7596717		
	15_16	249,2		1,816668		
16	16_15	249,2		1,816668	3,83144175	931
	16_12	539,56	3,9333924			
	16_17	262,39	1,9128231			
17	17_16	262,39	1,9128231	2,7763965	931	
	17_13	499,31	3,6399699			

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 ou le point plus haut qui est le nœud n°7 ,

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

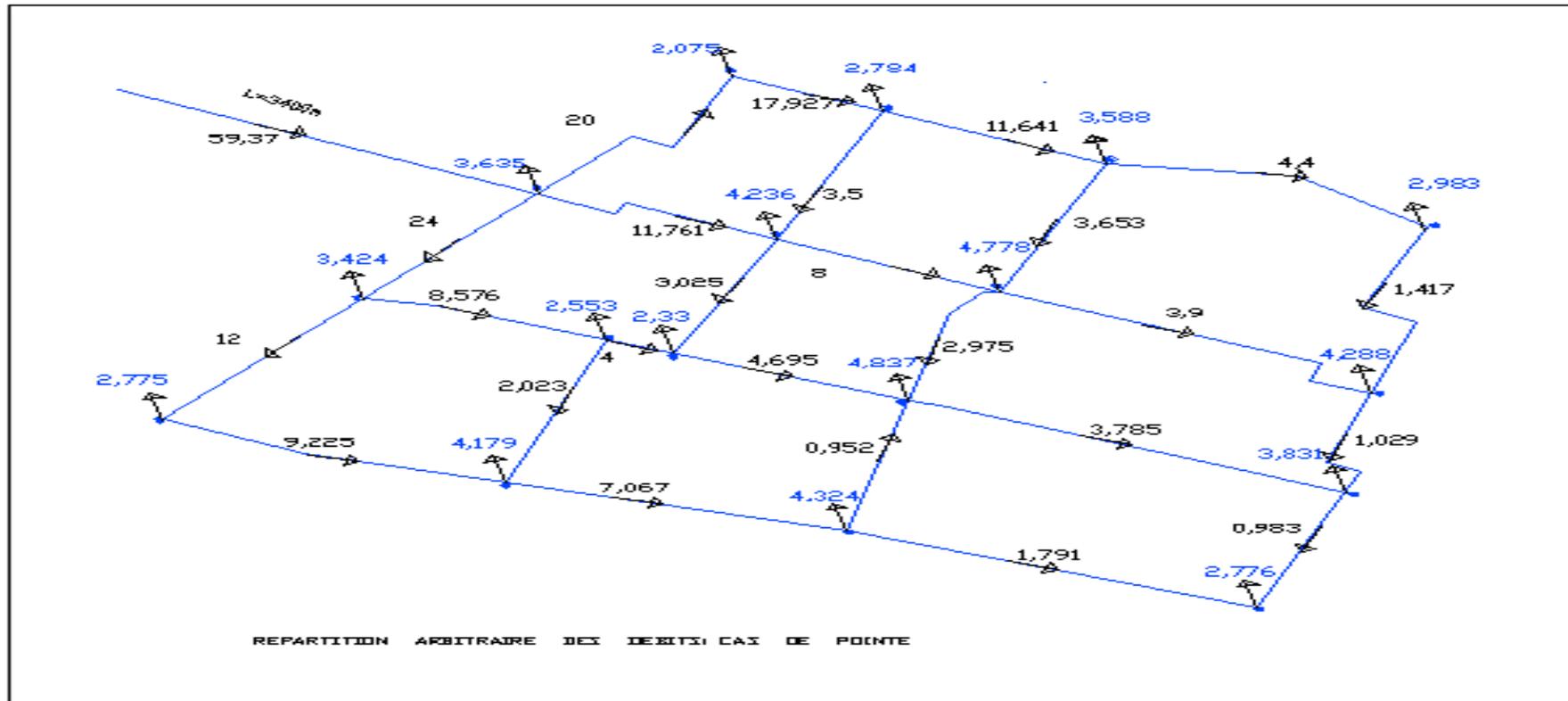
Tableau N°V.3 : calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

noeuds	trançons	Longueur(m)	q SP (l/s/m)	Qtrançon (l/s)	Qnodaux(l/s)	Cote Terrain (m)
1	1_2	381,02	0,00729	2,7776358	3,6346482	934
	1_4	315,49		2,2999221		
	1_5	300,65		2,1917385		
2	2_1	381,02		2,7776358	2,07469755	931
	2_3	188,17		1,3717593		
3	3_2	188,17		1,3717593	2,7835407	931
	3_4	297,39		2,1679731		
	3_10	278,1		2,027349		
4	4_3	297,39		2,1679731	4,23559935	930
	4_1	315,49		2,2999221		
	4_9	270,77		1,9739133		
	4_11	278,38		2,0293902		
5	5_1	300,65		2,1917385	3,42429525	936
	5_6	342,87		2,4995223		
	5_8	295,93		2,1573297		
6	6_5	342,87		2,4995223	2,77504785	939
	6_7	418,46		3,0505734		
7	7_6	418,46		3,0505734	21,1778261	938
	7_8	323,63		2,3592627		
	7_13	404,09		2,9458161		
8	8_5	295,93		2,1573297	2,5534683	933
	8_7	323,63		2,3592627		
	8_9	80,98		0,5903442		
9	9_8	80,98		0,5903442	2,3295924	932
	9_4	270,77		1,9739133		
	9_12	287,37		2,0949273		
10	10_3	278,1		2,027349	3,58824735	930
	10_11	299,42		2,1827718		
	10_14	406,91		2,9663739		

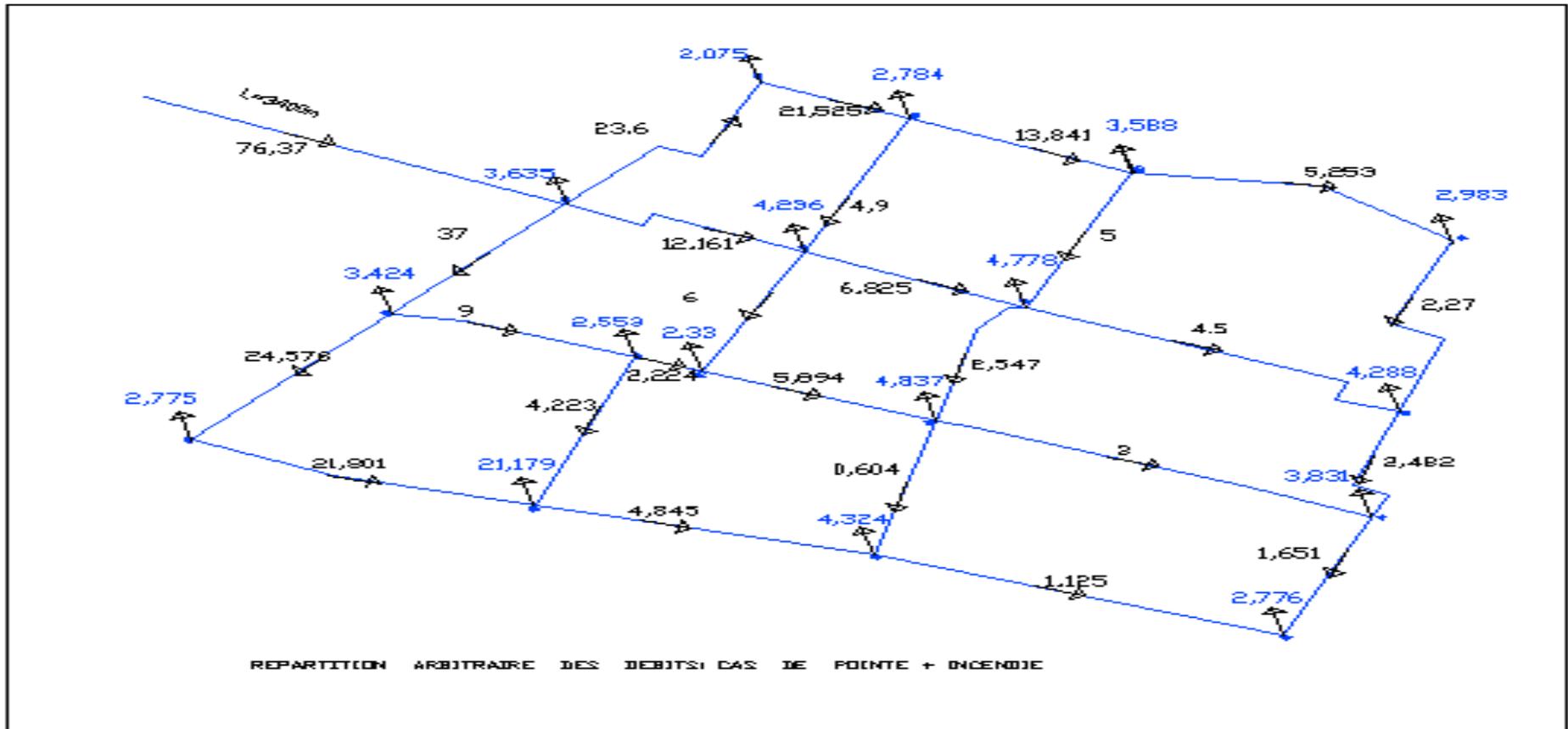
11	11_10	299,42	0.00729	2,1827718	4,77761085	931
	11_4	278,38		2,0293902		
	11_12	217,2		1,583388		
	11_15	515,73		3,7596717		
12	12_11	217,2		1,583388	4,8374253	929
	12_9	287,37		2,0949273		
	12_16	539,56		3,9333924		
	12_13	283,01		2,0631429		
13	13_7	404,09		2,9458161	4,32446445	930
	13_17	499,31		3,6399699		
	13_12	283,01		2,0631429		
14	14_10	406,91		2,9663739	2,9831409	929
	14_15	411,51		2,9999079		
15	15_14	411,51		2,9999079	4,2881238	929
	15_11	515,73		3,7596717		
	15_16	249,2		1,816668		
16	16_15	249,2		1,816668	3,83144175	931
	16_12	539,56	3,9333924			
	16_17	262,39	1,9128231			
17	17_16	262,39	1,9128231	2,7763965	931	
	17_13	499,31	3,6399699			

V.4.3.répartition arbitraire des débits

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



FigureV.1 : répartition arbitraire des débits : cas de pointe



FigureV.2 : répartition arbitraire des débits : cas de pointe+incendie

V.4.4.détermination des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°1) et avec la formule de la continuité nous déterminons la vitesse :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}. \quad \text{Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :}$$

Tableau N°V.4 : calcul des diamètres et des vitesses

Tançons	Qpte(l/s)	Qpte+inc(l/s)	Qmax(l/s)	diamètres (mm)	vitesse (m/s)
1_2	20	24,6	24,6	176,2	1,01
2_3	17,927	22,525	22,525	141	1,44
3_4	3,5	8,1	8,1	96,8	1,10
1_4	11,761	14,161	14,161	110,2	1,49
1_5	24	34	34	176,2	1,40
5_8	8,576	7,576	8,576	110,2	0,90
8_9	4	3	4	96,8	0,54
4_9	3,024	10,025	10,025	96,8	1,36
5_6	12	23	23	141	1,47
6_7	9,255	20,225	20,225	141	1,30
7_8	2,023	8,023	8,023	79,2	1,63
7_13	7,067	7,067	7,067	110,2	0,74
13_12	0,952	0,952	0,952	53,6	0,42
9_12	4,695	4,695	4,695	79,2	0,95
12_11	2,975	2,975	2,975	66	0,87
4_11	8	8	8	96,8	1,09
11_10	3,653	3,653	3,653	79,2	0,74
3_10	11,641	11,641	11,641	141	0,75
10_14	4,4	4,4	4,4	96,8	0,60
14_15	1,417	1,417	1,417	66	0,41
11_15	3,9	3,9	3,9	79,2	0,79

15_16	1,029	1,029	1,029	66	0,30
12_16	3,785	3,785	3,785	79,2	0,77
16_17	0,983	0,983	0,983	53,6	0,44
13_17	1,791	1,791	1,791	53,6	0,79

Remarque :

On a déterminé le diamètre a l'aide de l'annexe n° 01

V.5. 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 Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.

-Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (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.

NB : pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach.

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

Tableau V.5 : résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

Trançons	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	vitesse (m/s)	perte de charge m/Km
R-1	3400	277.6	59.40	0.98	3,1
2-3	188.17	141	18.53	1.19	10,3
3-10	278.1	141	12.78	0.82	5,1
12-13	283.01	53.6	-1.19	0.53	7,6
7-13	404.09	110.2	-7.24	0.76	6
7-8	323.63	79.2	-1.68	0.4	2
8-9	80.98	79.2	4.05	0.82	10,5
4-9	270.77	96.8	-3.20	0.43	2,5
1-5	300.65	176.2	24.22	0.99	5,6
5-6	342.87	141	12.51	0.80	4,9
9-12	287.37	79.2	4.91	1.00	15,2
3-4	297.39	96.8	-2.96	0.40	2,2
10-11	299.42	79.2	3.78	0.77	9,2
16-17	262.39	53.6	1.05	0.47	6,0
13-17	499.31	53.6	-1.72	0.76	15,0
12-16	539.56	79.2	3.26	0.66	7,0
1-2	381.02	176.2	20.60	0.84	4,1
10-14	406.91	96.8	5.42	0.74	6,6

14-15	411.51	66	2.43	0.71	10,1
11-15	515.73	79.2	-3.48	0.71	7,9
4-11	381.02	96.8	-6.47	0.88	9,3
1-4	315.49	110.2	10.94	1.15	13,1
5-8	295.93	110.2	-8.28	0.87	7,7
6-7	418.46	141	-9.74	0.62	3,0
15-16	249.2	66	1.63	0.48	4,8
11-12	217.2	66	-1.99	0.58	6,9

Remarque : Le signe () désigne : du nœud au nœud

Tableau IV.6 : résultat au niveau des nœuds

noeuds	altitude (m)	Débit au nœud (l/s)	charge (m)	Pression (m)
1	934	3.63	982.66	48.86
2	931	2.08	981.44	50.44
3	931	2.78	979.88	48.88
4	930	4.24	978.62	48.62
5	936	3.42	981.42	45.42
6	939	2.78	979.75	40.75
8	933	2.55	978.30	45.30
9	932	2.33	978.42	46.42
7	938	4.18	976.84	38.84
13	930	4.32	974.6	44.60
12	929	4.84	973.07	44.07
10	930	3.59	977.6	47.60
11	931	4.78	975.37	44.37
14	929	2.98	975.55	46.55
15	929	4.29	970.63	41.63
16	931	3.83	969.55	38.55
17	931	2.78	937.77	36.77
R	989	59.40		

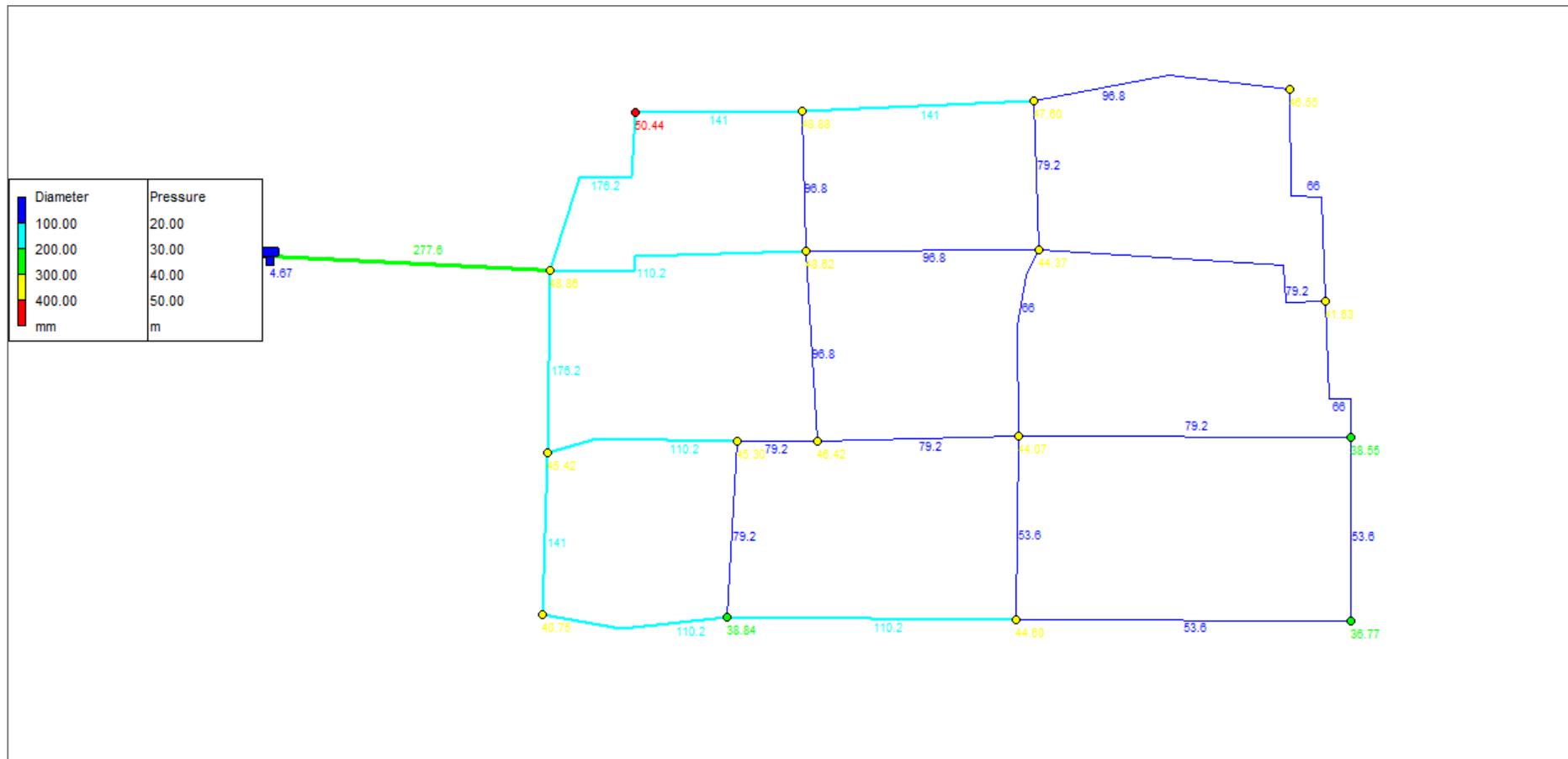


Schéma V.3 : pression et diamètres du réseau

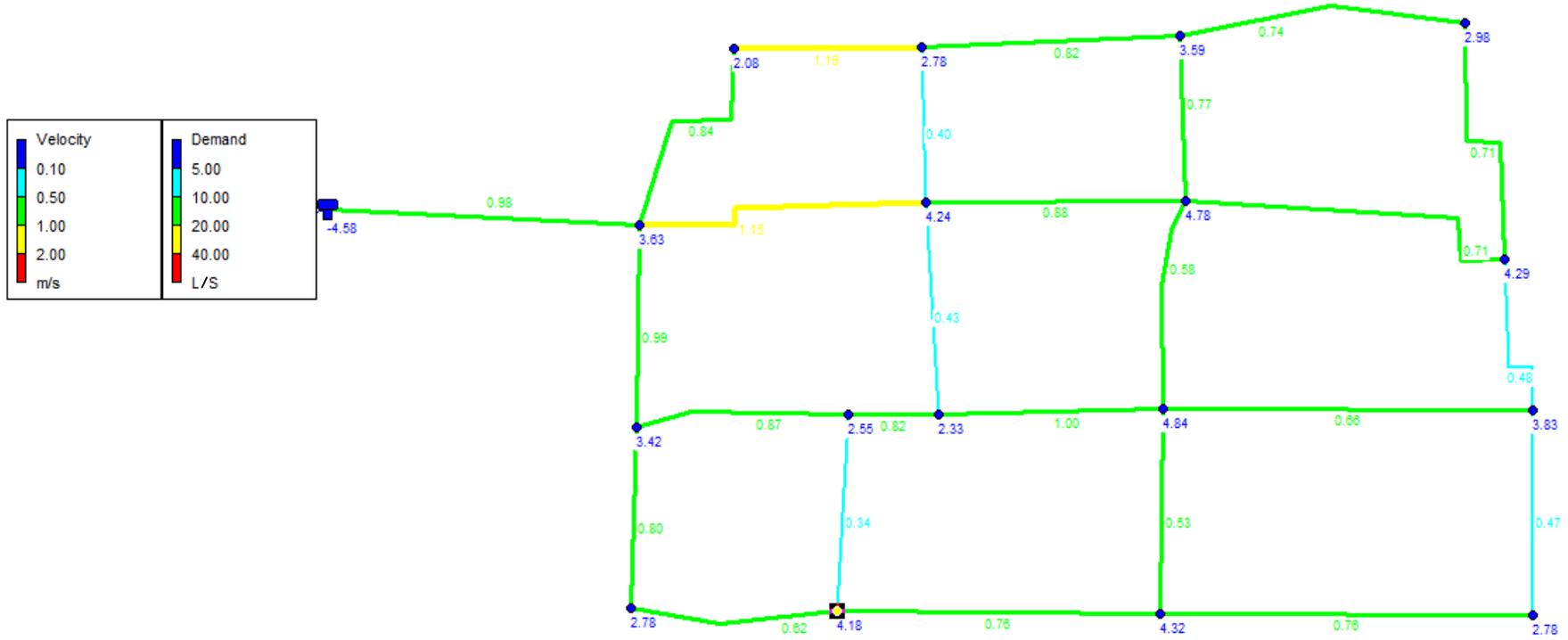


Schéma V.4 : débits et vitesses pour le cas de pointe

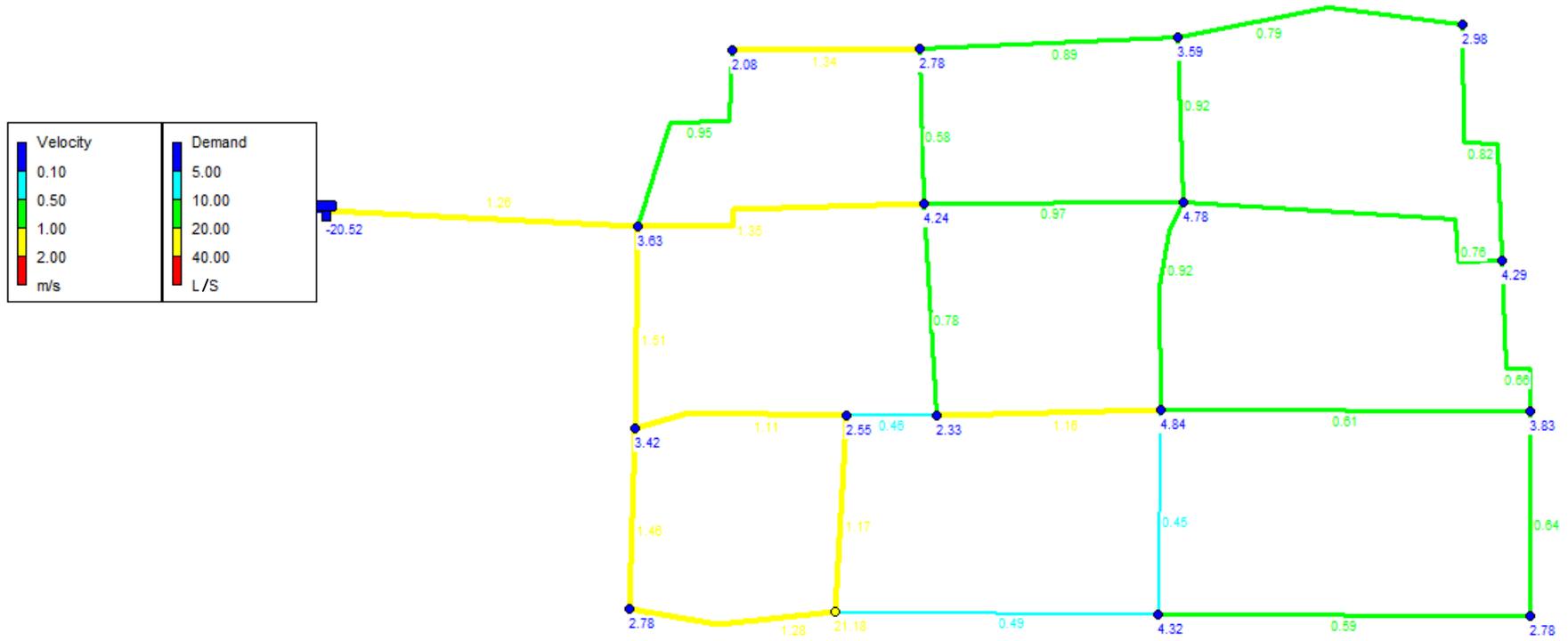


Schéma V.5 : débits et vitesses pour le cas de pointe+incendie

NB :

Pour le tracé des profils en long des conduites, il faut voir le carnet des nœuds

V.6.Équipement du réseau de distribution :

V.6.1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, qui résiste à une pression PN=10bar, les diamètres utilisés varient entre 63mm et 315 mm.

V.6.2- Appareils et accessoires du réseau :

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

V.6.2.1- 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 a clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

V.6.2.2- 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.

V.6.2.3- Clapets :

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

V.6.2.4- 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.

V.6.2.5- Robinets de vidange :

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

V.6.2.6- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

V.6.2.7- 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 très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 53.6 mm et 277.6 mm et les pressions varient entre 36.77m et 50.48 m.

Introduction

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

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

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

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'un réservoir où se fait le collecte de débits, on refoule l'eau vers le réservoir projeter de capacité 1000m^3 qui a son tour fait la distribution vers la ville d'AIN DZARIT (W .TIARET).

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

IV.1. Quelques notions simples sur l'adduction :

VI.1.1. Choix du tracé

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

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 3200 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de

Protection contre le coup de bélier (le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite).

VI.1.2. Choix de type de tuyau

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Le choix du type de tuyaux est basé sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre ; la pression, la condition de pose et de critères d'ordre économique qui reposent sur le prix de fourniture et de transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

IV.1.3. Profil d'une adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

IV.1.4. La ligne piézométrique.

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

IV.1.5. L'air dans la tuyauterie:

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

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

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

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

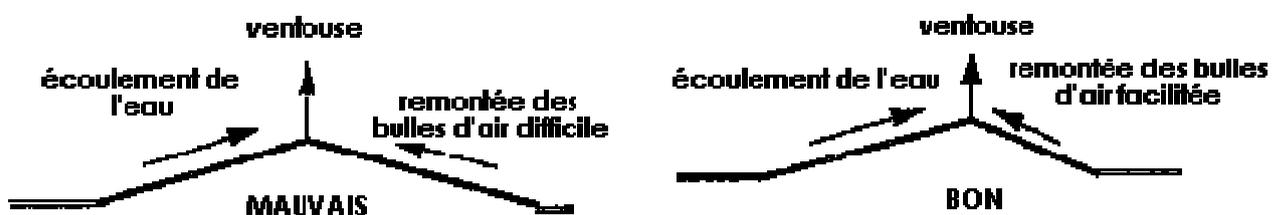


Figure VI.1 : L'emplacement préférable des ventouses

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

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

IV.2. Etude technico-économique de l'adduction :

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

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

$$\text{La formule de BONIN : } D = \sqrt{Q}$$

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

Avec :

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

VI .2.1. Pertes de charge Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de

DARCY – WEIBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\Pi^2 D^5}$$

Avec J : gradient de pertes de charges

Q : le débit véhiculé (m³/s)

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

D : diamètre (m)

λ : Coefficient de frottement.

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

- En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de NIKURADZE :

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

- En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK :

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

Avec : ε : Rugosité en (mm)

\Re_e : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante $\Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$

λ : Coefficient de frottement.

VI .2.1.1. Pertes de charges linéaires

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L$$

Avec J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

VI .2.1.2 Pertes de charges singulières

Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires.

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 10% de pertes de charges linéaires.

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

VI .2.1.3. Pertes de charges totales

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

Avec : ΔH_T : pertes de charges totales

ΔH_L : pertes de charges linéaires

ΔH_S : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement (L=3200m)

$$\text{Donc : } \Delta H_T = \Delta H_L + 0.1 \Delta H_L = 1.1 \Delta H_L$$

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

VI .2.2. Détermination de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (Hg), des pertes de charges totales (H_T).

Elle est donnée par :

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

avec :

Hg : égale à la différence entre la cote du trop plein du réservoir et le niveau dynamique du forage ou de la bêche dans notre cas le niveau dynamique de réservoir

$$H_g = T_p - ND$$

T_p : trop plein du réservoir (995m)

ND : niveau dans le réservoir d'aspiration (955m)

On a la relation suivante pour calculer H_{MT}

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

VI .2.3. Puissance des pompes :

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante

$$p = \frac{\rho \cdot g \cdot QH_{mt}}{\eta} \text{ (KW)}$$

Avec : Q : Débit de la pompe (m³/s),

η : Rendement de la pompe On prend $\eta = 76,3 \%$

P : puissance absorbée par la pompe en k w.

VI .2.4. Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E_a = P \cdot t \cdot 365 \text{ (Kwh)}$$

Avec t : Temps de fonctionnement des pompes t = 20 heures/j ;

Ea : Energie totale dépensée par la pompe (KWh) ;

VI .2.5. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_e = C \cdot E_a \text{ (DA)}$$

Avec : C : Tarif de l'énergie (DA/Kwh)

Ea : Energie totale dépensée par la pompe.

VI .2.6. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront

amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = I + \frac{I}{(1+I)^n - 1}$$

Avec :

I : Taux d'annuité (égale à 8% en Algérie).

Donc :
$$A = 0,08 + \frac{0,08}{(1+0,08)^{20} - 1} = 0,102 \quad \rightarrow \mathbf{A = 0,102 \text{ DA}}$$

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité « A ».

VI .2.7. Calcul de la conduite d'adduction:

Données de base :

Q : débit refoulé (Qd =0,048 m³/s)

Longueur de la conduite L = 3200 m ;

Cote de trop plein Ctp =995 m ;

ND : niveau dans le Bâche (949m)

Hauteur géométrique Hg = 46 m

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

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

Avec : D : diamètre de la conduite de refoulement

Q : débit refoulé

Application :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,048} = 0,219m \rightarrow D=219 \text{ mm}$

La formule de BRESSE : $D = 1,5 * \sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,048} = 0,329m \rightarrow D=329\text{mm}$

Vérification de la vitesse :

$$\text{Avec } D=219\text{mm} \rightarrow V = \left[\frac{4 * q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,048}{3.14 * 0,219^2} = 1,27 \text{ m/s}$$

$$\text{Avec } D=329\text{mm} \rightarrow V = \left[\frac{4 * q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,048}{3.14 * 0,329^2} = 0,56 \text{ m/s}$$

La vitesse dans la conduite de refoulement :

-si $D < 300 \text{ mm} \rightarrow v = (1 \text{ à } 1,5) \text{ m/s}$

-si $D = (300 \text{ à } 800) \text{ mm} \rightarrow v = (1,2 \text{ à } 2) \text{ m/s}$

-si $D > 800 \text{ mm} \rightarrow v = (1,8 \text{ à } 3) \text{ m/s}$

Finalement nous optons pour le diamètre nominal **DN=219 mm**

Tableau VI-1 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

Di (mm)	Q(m ³ /s)	V m/s	ϵ/D	λ	DHt (m)	H (m)	HMT (m)
220,4	0,048	1,26	$5,9 * 10^{-5}$	0,0110	14,25	46	60,25
277,6	0,048	0,79	$3,6 * 10^{-5}$	0,0106	4,31	46	50,31
352,6	0,048	0,49	$2,84 * 10^{-5}$	0,0102	1,25	46	47,25

Tableau VI-2 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

D (mm)	HMT (m)	puissance(KW)	Energie kW/an	prix DA/kWh	annuité	Amortissement (DA)
220,4	60,25	37,181	271420,96	2,21	0,08	47987,226
277,6	50,31	31,050	226666,08	2,21	0,08	40074,563
352,6	47,25	29,161	212872,27	2,21	0,08	37635,818

Tableau VI-3 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.

D (mm)	Prix DA/ml	longueur (ml)	frais d'exploitation (DA)
220,4	2890,1	3200	9248320
277,6	4479,51	3200	14334432
352,6	7374,35	3200	23597920

Tableau VI-4 : Bilan des frais des conduites.

D (mm)	Amortissement (DA)	frais d'exploitation (DA)	frais total (DA)
220,4	47987,226	9248320	9296307,2
277,6	40074,563	14334432	14374507
352,6	37635,818	23597920	23635556

Remarque : on utilisant l'abaque des prix pour les conduites en PEHD selon CHIALI(voir l'annexe n°2)

- D'après le tableau précédent on trouve que le diamètre économique est le diamètre **D=220,4 mm**.

D'après ce tableau nous avons une hauteur manométrique **H_{MT}=60,25 m**

Nous pouvons dire que ce nouveau diamètre nous a permis de déterminer une hauteur manométrique **H_{MT}=60,25 m**.

VI.3.Critère de choix de nombre de pompe

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompe qui assure un débit total égale à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Et puisque notre station a un objectif de première catégorie donc en prévoit une pompe de secours.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

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

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

VI.4. déterminations du nombre de pompe

D'après le logiciel des pompes **caprari** on a essayé de trouver le nombre de pompe le plus faible et qui donne un rendement meilleur, on a travaillé avec une, deux, trois pompe, et on a trouvé le meilleur choix 3 pompe identiques en parallèle qui assure un débit $Q=171\text{m}^3/\text{h}$ avec une hauteur manométrique totale **HMT=60,25 m**.

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-5 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	48	60,25	MEC-A3/100D	77,2	64,5	2920	42,4	4,5	100
2	24	60,25	MEC-A3 /80E	72,5	64	2920	44,1	2,98	80
3	16	60,25	PM100 /4B	75,5	64,2	1450	41,2	1,91	100
4	12	60,25	PM80/5A	73,6	61	1450	39,3	1,49	80

A partir du tableau V.3., on déduit que la variante une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompe

On opte pour un nombre de pompe une (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **MEC-A3/100D**

VI.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques des pompes [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q].

Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.2)

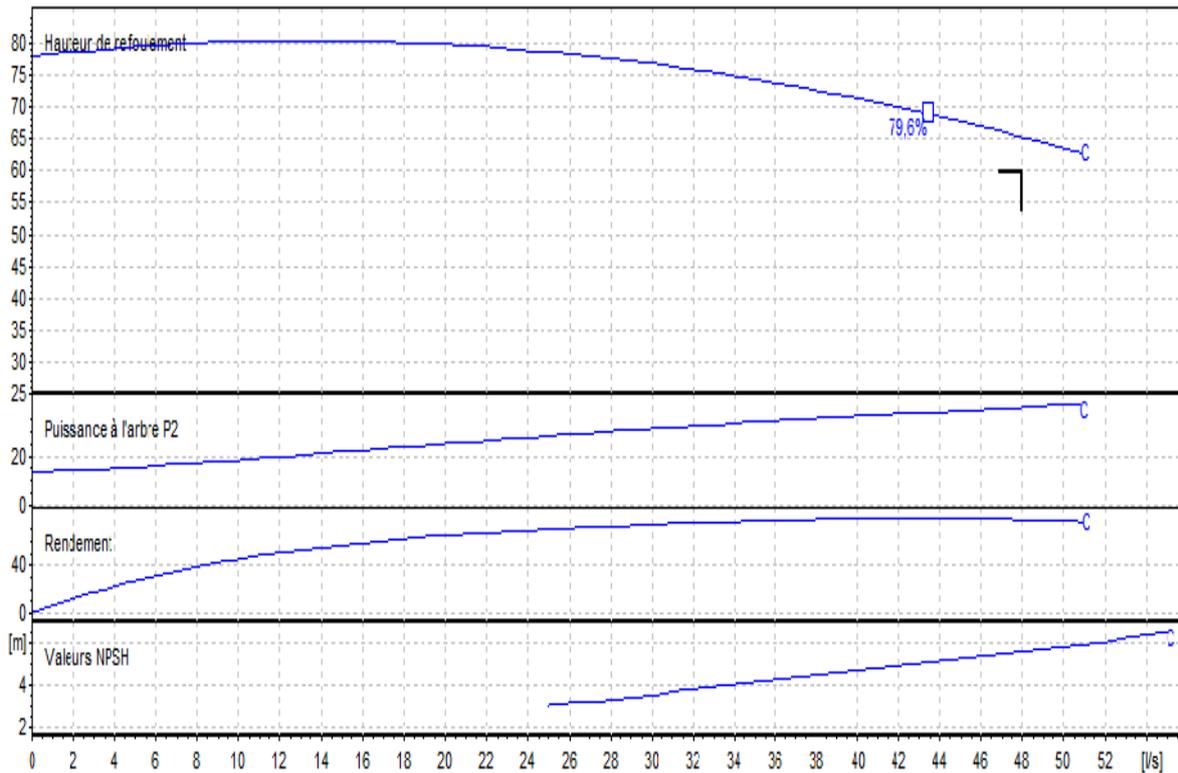


Figure VI.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe

VI.6. Point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

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

VI.7. Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_f \quad (\text{V.1})$$

-H_g : hauteur géométrique (m) ;

– Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) $\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5}$$

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

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

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

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

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

Tableau VI.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (l/s)	Hg (m)	Lref(m)	D(mm)	λ	Δh_{lin} (m)	Δh_{tot} (m)	Hc (m)
0	46	3200	250	0,0110	0	0	46
10	46	3200	250	0,0110	0,56	0,62	46,62
20	46	3200	250	0,0110	2,24	2,46	48,46
30	46	3200	250	0,0110	5,04	5,54	51,54
40	46	3200	250	0,0110	8,96	9,85	55,85
50	46	3200	250	0,0110	14,00	15,39	61,39

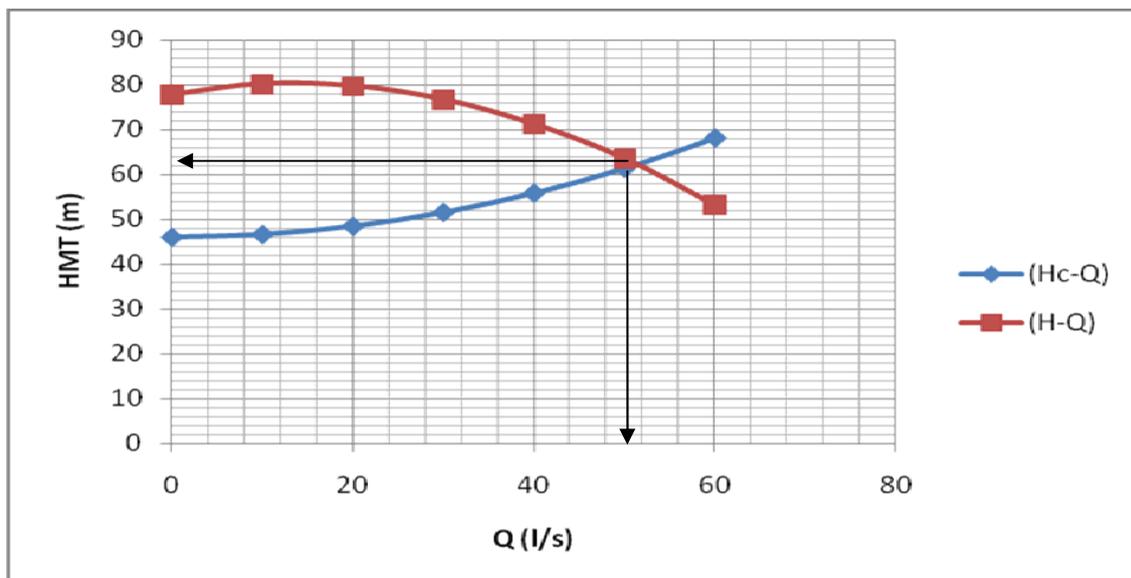


Figure V.2: Point fonctionnement de la pompe

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 52,23l/s > Q_{app} = 48l/s \\ H_{Pf} = 62m > H_{app} = 60,25m \end{cases}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieur à la hauteur manométrique appelée mais on remarque qu'ils sont presque identique c'est-à-dire : on peut éviter les modes de réglage car Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

VI.8. Etude de la cavitation :

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

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

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

On prend : $r = 0,5m$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_a^2}{2g}$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$

Avec : H : altitude de la station.

- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau .7: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

– Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$$

– Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

– V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$

– D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$$

Avec : DN_a : diamètre de la tubulure d'aspiration

VI.9. Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$ (V.12)

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

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,5m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 949 = 9,01 m$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Donc : $D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180mm$

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 48}{3,14 * 0,18^2 * 1000} \Rightarrow V_a = 1,89m/s$ (la vitesse n'est pas vérifiée)

$D_a < 250\text{mm} \longrightarrow V_a = (0.7 \div 1\text{m/s})$ donc il faut augmenter le diamètre et on trouve pour $D_a = 250\text{mm}$, $V_a = 0,98\text{m/s}$, la vitesse est vérifiée.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 20}{1000} = 0.2\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,2 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,22\text{m}$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 4,5 + 0,5 + 0,24 + \frac{0,98^2}{2 * 9,81} - 9,01 + 0,22 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -3,5\text{ m}$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,01 - 0,5 - 0,24 - \frac{0,98^2}{2 * 9,81} - 4,5 - 0,22 = 4,1\text{m}$$

La cote de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 949 + 4,1 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 953\text{NGA}$

Conclusion

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre $D=250\text{ mm}$ qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux réservoirs projeté de stockage 1000m^3 avec une hauteur manométrique $H_{MT}=60,25\text{ m}$

A la fin de ce chapitre on a déterminé le type et le point de fonctionnement de pompe.

VII.1.Généralité :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans des conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement. Ce phénomène peut être provoqué par diverses causes à savoir :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne placée au bout d'une conduite.

Le coup de bélier est caractérisé par des surpressions et des dépressions dont leurs variations peuvent provoquer des dommages pour la conduite.

Compte tenu de ces facteurs il faut prévoir des appareils qui nous permettent d'atténuer la variation de ces pressions.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les réservoirs d'air et le chemin d'équilibre ;
- les soupapes de décharge ;
- les volants d'inertie.

VII.2.Interprétation physique du coup de bélier :

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

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

1^{ière} phase

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

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

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

2^{ième} phase

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total (2l/c) depuis l'origine du

phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêter par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre temps.

3^{ème} phase

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

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

4^{ème} phase

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

VII.3. Moyen de protection contre le coup de bélier

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

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

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

- **Remarque :** pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air pour la conduite de refoulement

V-1-4 ETUDE DU COUP DE BELIER

V-1-4-1 Détermination de la valeur de surpression et de dépression

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

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

- **La surpression**

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max}$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)

c : Célérité en (m/s).

H_g : la hauteur géométrique (m).

V-1-4-2 Détermination de la célérité

On choisi de faire l'étude du coup de bélier avec du sol pour l'hypothèse de son raideur, c'est-à-dire que la conduite ne se déforme pas librement sous l'effet des contraintes engendrées par le coup de bélier. Pour ce faire on calculera la célérité de propagation d'onde pour une conduite mince à caractéristiques unique par la formule donnée par M. SALAH. B. Donc pour notre cas, on fait l'étude pour la partie refoulement

-Le type de matériau et le PEHD, la célérité est calculée par la formule suivante (SALAH. B) :

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K 2a(1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}}$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $k = 2.07 \cdot 10^9$ Pascal.

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

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

$E_m = 1.2 \cdot 10^9$ pour le PEHD.

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0.3$ pour la fonte.

$\nu_m = 0.45$ pour Le PEHD.

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m), $e_m = 0,0148$ m

a : rayon inférieur de la conduite (m).

-application

$$c = \frac{(2.07 \times 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0.1102(1 - 0.45^2)(1 - 0.33)}{(1 - 0.45^2) \times 0.1102 \times 2 \times 10^8 + 1.2 \times 10^9 \times 0.0148 \times (1 - 0.33)}\right)^{1/2}} = 472.54 \text{ m / s}$$

On calcul la vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q = 48$ l/s ; et $S = 0.035$ m²

Donc $V_0 = 1.26$ m/s et $H_g = 995 - 949 = 46$ m

VII.5. Réservoir d'air :

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi la tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA et permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (4) fois plus grande au retour qu'à l'aller.

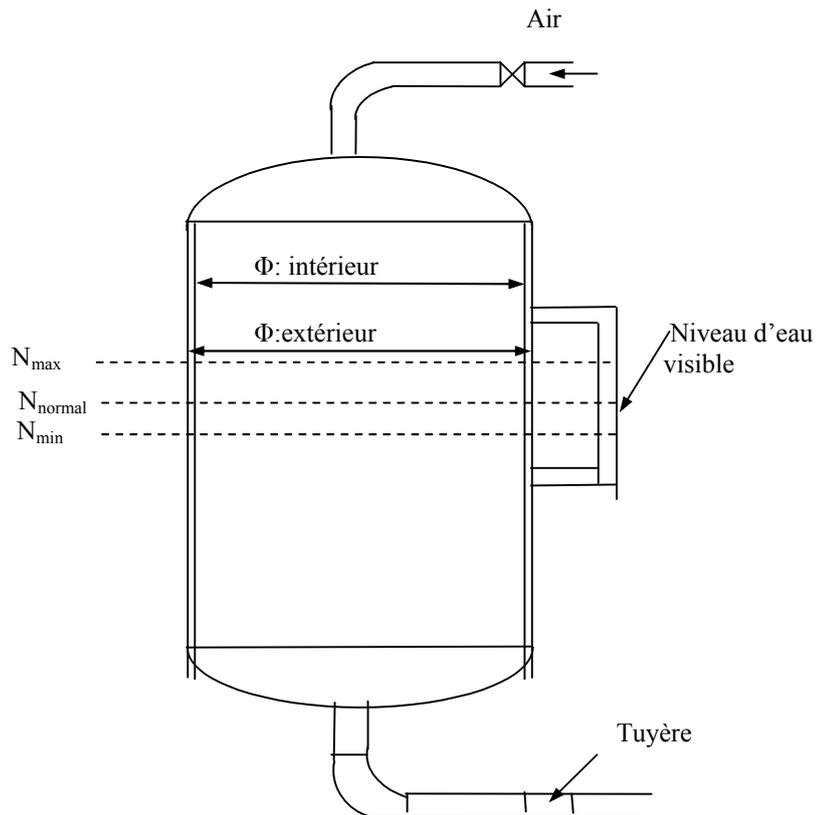


Figure .VII-1: Réservoir d'air

VII.5.1. Dimensionnement du réservoir d'air :

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

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

Comme on a calculé la vitesse de la célérité : $c=472,54$ m/s,

Donc la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 46 + (472,54 * 1.26 / 9.81) = \mathbf{106.69 \text{ m}}$$

Donc ; La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 46 + 10 = \mathbf{56m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 106,69 + 10 = \mathbf{116,69m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{116,69}{56} = 2,08 \Rightarrow \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 2$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1,26^2}{2 \times 9,81} = 0,081 \Rightarrow \frac{h_0}{Z} = \frac{0,081}{56} = 1,45 \times 10^{-4}$$

D'après l'abaque de M. VIBERT (calcul des réservoirs d'air) voir annexe n° :03

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 2 \times 10^{-3}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,54$$

$$U_0 = LS \cdot 2 \times 10^{-3} = 3200 \times 0,035 \times 2 \times 10^{-3} = 225 \text{ litres d'air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{225}{0,54} = 416,6 \text{ litres d'air}$$

En tenant compte de la sécurité on major cette valeur par 20% :

$$\text{Donc ; } U_{\max} = \mathbf{499,92 \text{ litres}}$$

Le volume de réservoir sera normalisé $V=500 \text{ l}$ (voir annexe n°4)

Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air.

Introduction :

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

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

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

VIII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**a) Matérialisation :**

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

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

b) Nivellement :

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

VIII.2.Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VIII.2.1.Enlèvement de la couche végétale :

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

VIII.2.2.Excavation :

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

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

-Pour protéger la canalisation contre le gel.

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

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eau d'infiltrations. Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

VIII.2.3. Aménagement du lit de pose des conduites :

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

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VIII.3. Pose des conduites :

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

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

VIII.4. Epreuve de joint et de la canalisation :

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

VIII.5. Remblaiement de la tranchée :

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

VIII.6. Calcul des volumes des travaux de réseau et l'adduction**VIII.6.1. Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$V_{exc} = S * L_{exc} = (b * h) * L_{exc}$$

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

VIII.6.1.1. La profondeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la relation suivante :

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

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

VIII.6.1.2. Largeur de la tranchée

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

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

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

Tableau VIII.1: calcul du volume du lit de pose

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	S (m)	V (m3)
63	1044,71	0,663	0,15	0,09945	103,89641
75	877,91	0,675	0,15	0,10125	88,8883875
90	2046,69	0,69	0,15	0,1035	211,832415
110	1085,32	0,71	0,15	0,1065	115,58658
125	611,42	0,725	0,15	0,10875	66,491925
160	1227,6	0,76	0,15	0,114	139,9464
200	681,67	0,8	0,15	0,12	81,8004
315	3400	0,915	0,15	0,13725	466,65
250	3200	0,85	0,15	0,1275	408
Volume total					1683,09

Tableau VIII.2: calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	S (m)	V (m3)
63	1044,71	0,663	1,213	0,804219	840,175631
75	877,91	0,675	1,225	0,826875	725,921831
90	2046,69	0,69	1,24	0,8556	1751,14796
110	1085,32	0,71	1,26	0,8946	970,927272
125	611,42	0,725	1,275	0,924375	565,181363
160	1227,6	0,76	1,31	0,9956	1222,19856
200	681,67	0,8	1,35	1,08	736,2036
315	3400	0,915	1,465	1,340475	4557,615
250	3200	0,85	1,4	1,19	3808
Volume total					15177,4

VIII.6.2. Remblais compacté

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

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

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

Tableau VIII.3: calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	$S_{cond}(m^2)$	$V_{cond}(m^3)$	$V_s (m^3)$	$V_D (m^3)$	$V_r(m^3)$
63	1044,71	0,003	3,254966382	103,8964095	840,175631	733,024256
75	877,91	0,004	3,876521344	88,8883875	725,921831	633,156922
90	2046,69	0,006	13,01387837	211,832415	1751,14796	1526,30167
110	1085,32	0,009	10,30891202	115,58658	970,927272	845,03178
125	611,42	0,012	7,499448438	66,491925	565,181363	491,189989
160	1227,6	0,020	24,6698496	139,9464	1222,19856	1057,58231
200	681,67	0,031	21,404438	81,8004	736,2036	632,998762
315	3400	0,078	264,831525	466,65	4557,615	3826,13348
250	3200	0,049	157	480	3808	3171
Volume Total						9745,42

VIII.6. Devis total de projet :

Tableau VIII.4. : Frais des travaux

Travaux	Quantité (m3)	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
Déblai	15177,37	348	5281725
remblai	9745,42	400	3898168
lit de pose	1683,09	1000	1683093
prix Total			10862985

Tableau VIII.5. : Frais de pose des conduites

D (mm)	unité	prix unitaire DA	volume total	montant DA
63	ML	233,89	3,25	761,30
75	ML	330,68	3,88	1281,89
90	ML	387,5	13,01	5042,88
110	ML	577,28	10,31	5951,13
125	ML	735,44	7,50	5515,39
160	ML	1204,65	24,67	29718,53
200	ML	1829,83	21,40	39166,48
315	ML	4479,51	264,83	1186315,46
250	ML	2890,41	157,00	453794,37
TOTAL				1727547,44

Tableau VIII.6. : Frais total

Désignation	Montant DA
frais des travaux	10862985
frais des conduites	1727547
Total	12590532

Conclusion :

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

On distingue un volume des travaux total de l'ordre 26605,88 m³, avec un devis de **12590532 DA.**

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude de l'alimentation en potable de la ville d'AIN DZARIT cette étude est faite pour l'horizon 2033 dont la population de La commune atteindra 17039 habitants, et pour atteindre cet objectif il était nécessaire de :

- Faire une présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis d'identifier les ouvrages et les ressources hydrauliques existants .

- Calculer le volume du réservoir de capacité 500 m³ calculée en tenant compte de la variation horaire de la consommation.

- Projeter des conduites de réseau en PEHD a une longueur totale égale a 8147,54 m avec des diamètres variés de 63mm a 315mm.

- Protéger les conduites contre le phénomène de coup de bélier par un réservoir d'air pour lutter contre les fortes dépressions et fortes surpression.

- Calculer les volumes des travaux du projet ainsi que leurs couts estimatifs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ABRAMOV.N .Alimentation en eau potable, Édition MOSCOU 1982,6P

Dupont. Hydraulique urbaine. Tome II. Éditions Eyrolles paris 1979,7P

J. BONIN .Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris
1982 ,11P

MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU. Tome I. Deuxième édition 1952,5P

ANNEXES

Annexe I :

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

Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white.

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

Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white.

D = 160 mm s = 9,5 mm. Di = 141 mm			D = 200 mm s = 11,9 mm. Di = 176,2 mm			D = 250 mm s = 14,8 mm. Di = 220,4 mm			D = 315 mm s = 18,7 mm. Di = 277,6 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)
0,20	3,12	0,34	0,20	4,87	0,27	0,20	7,63	0,20	0,20	12,10	0,15
0,30	4,68	0,72	0,30	7,31	0,54	0,30	11,44	0,42	0,30	18,15	0,31
0,40	6,24	1,18	0,40	9,75	0,92	0,40	15,25	0,70	0,40	24,20	0,53
0,50	7,80	1,79	0,50	12,19	1,37	0,50	19,07	1,04	0,50	30,25	0,78
0,60	9,36	2,51	0,60	14,62	1,89	0,60	22,88	1,45	0,60	36,30	1,10
0,70	10,92	3,28	0,70	17,06	2,52	0,70	26,69	1,92	0,70	42,35	1,45
0,80	12,49	4,20	0,80	19,50	3,20	0,80	30,51	2,46	0,80	48,39	1,85
0,90	14,05	5,16	0,90	21,93	3,99	0,90	34,32	3,04	0,90	54,44	2,30
1,00	15,61	6,29	1,00	24,37	4,82	1,00	38,13	3,69	1,00	60,49	2,79
1,10	17,17	7,52	1,10	26,81	5,73	1,10	41,95	4,39	1,10	66,54	3,32
1,20	18,73	8,77	1,20	29,25	6,71	1,20	45,76	5,15	1,20	72,59	3,90
1,30	20,29	10,19	1,30	31,68	7,80	1,30	49,57	5,98	1,30	78,64	4,52
1,40	21,85	11,62	1,40	34,12	8,97	1,40	53,39	6,85	1,40	84,69	5,18
1,50	23,41	13,24	1,50	36,56	10,16	1,50	57,20	7,78	1,50	90,74	5,89
1,60	24,97	14,96	1,60	38,99	11,42	1,60	61,01	8,76	1,60	96,79	6,63
1,70	26,53	16,66	1,70	41,43	12,82	1,70	64,82	9,80	1,70	102,84	7,42
1,80	28,09	18,57	1,80	43,87	14,22	1,80	68,64	10,92	1,80	108,89	8,26
1,90	29,65	20,45	1,90	46,31	15,76	1,90	72,45	12,06	1,90	114,94	9,12
2,00	31,21	22,55	2,00	48,74	17,31	2,00	76,26	13,26	2,00	120,99	10,04
2,10	32,77	24,74	2,10	51,18	18,93	2,10	80,08	14,52	2,10	127,04	10,99
2,20	34,33	26,89	2,20	53,62	20,68	2,20	83,89	15,82	2,20	133,09	12,00
2,30	35,90	29,27	2,30	56,05	22,44	2,30	87,70	17,22	2,30	139,14	13,03
2,40	37,46	31,59	2,40	58,49	24,34	2,40	91,52	18,64	2,40	145,18	14,11
2,50	39,02	34,16	2,50	60,93	26,23	2,50	95,33	20,11	2,50	151,23	15,23
2,60	40,58	26,82	2,60	63,37	28,20	2,60	99,14	21,63	2,60	157,28	16,40
2,70	42,14	39,40	2,70	65,80	30,31	2,70	102,96	23,21	2,70	163,33	17,59
2,80	43,70	42,25	2,80	68,24	32,41	2,80	106,77	24,88	2,80	169,38	18,84
2,90	45,26	45,01	2,90	70,68	34,67	2,90	110,58	26,56	2,90	175,43	20,11
3,00	46,82	48,04	3,00	73,11	36,91	3,00	114,40	28,30	3,00	181,48	21,45

Annexe II :

Tableau des prix pour les conduites en PEHD selon CHIALI

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	31,48	36,83
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	39,80	46,57
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	61,83	72,34
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	96,79	113,24
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	147,86	173,00
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	233,89	273,65
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	330,68	386,90
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	387,50	453,38
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	577,28	675,42
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	735,44	860,46
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 204,65	1 409,44
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 829,83	2 140,90
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2 890,41	3 381,78
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4 479,51	5 241,03
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	7 374,35	8 627,99
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	11 312,40	13 235,51
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	17 101,74	20 009,04

Annexe III :

Abaque de VIBERT

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

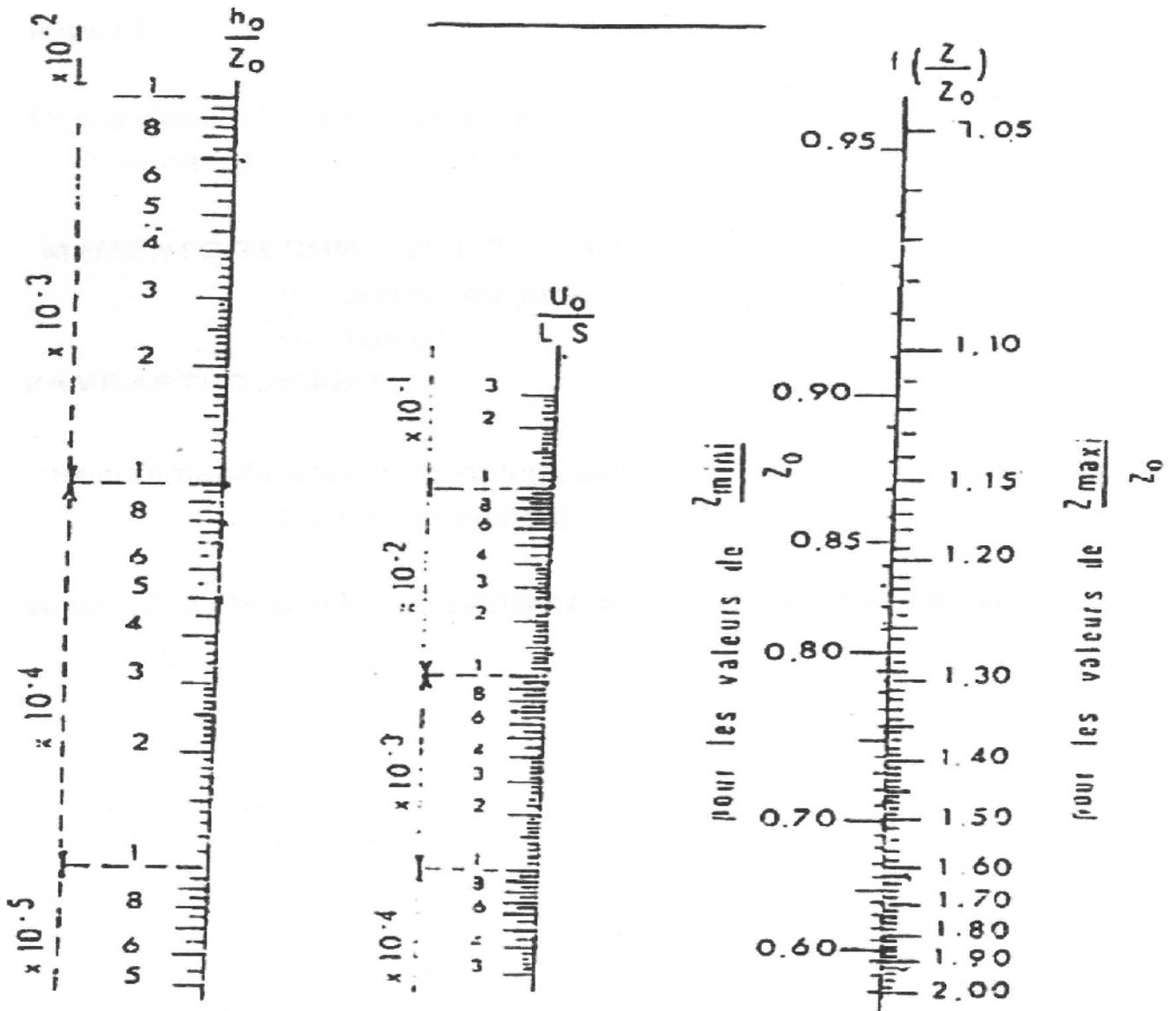


PLANCHE XXVII

Annexe IV :

Normalisation de réservoir d'air

Caractéristiques techniques						
Référence	Capacité	Soupape	ent. sort. (hors vanne)	Ø extérieur	Hauteur	Poids
	litres	bar	Ø	mm	mm	kg
G 120 V11	120	10,4	F 3/4"	396	1 362	42
G 250 V11	250	10,4	F 3/4"	500	1 780	67
G 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 185	135
G 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 281	200
G 1500 V12	1 500	11,4	F 2"	1 000	2 305	270
G 2000 V10,7	2 000	10	F 2"	1 000	2 773	417
G 3000 V10,7	3 000	10	DN 80	1 200	3 082	704
G 4000 V10,7	4 000	10	DN 80	1 200	3 872	843
G 5000 V10,7	5 000	10	DN 100	1 400	3 719	1 173
G 250 V16	250	14,2	F 3/4"	500	1 790	87
G 500 V16	500	14,2	F 2"	600	2 185	90
G 1000 V16	1 000	14,2	F 2"	800	2 335	240
P 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 081	128
P 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 153	190
P 1000 V12	1 000	11,4	F 2"	800	2 335	228
P 500 V16	500	14,2	F 2"	600	2 079	164

Nos réservoirs d'air sont conformes à la Directive Européenne 87/404 de juillet 92 et sont livrés avec leurs accessoires de contrôle et de sécurité. Nous consulter pour des pressions supérieures.

Caractéristiques des réservoirs d'air comprimé