

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau potable de la ville de Tamda (w. Tizi Ouzou ) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-10

APA Citation ( APA توثيق ):

**Hadjouti Diriache, Fetheddine (2010). Alimentation en eau potable de la ville de Tamda (w. Tizi Ouzou ) [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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

**DEPARTEMENT DES SPECIALITES**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

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

**THEME :**

**Alimentation en Eau Potable de l'extension de la ville  
de TAMDA (W .TIZI OUZOU)**

**Présenté par :**  
**M<sup>r</sup> : HADJOUTI DIRACH**  
**FETHEDDINE**

**Promotrice :**  
**M<sup>me</sup> : F. DERNOUNI**

**Devant le jury composé de :**

**Président: M<sup>r</sup>: O. KHODJET - KESBA**

**Examineurs: M<sup>r</sup>: M. S.BENHAFID**  
**M<sup>r</sup>: A. AYADI**  
**M<sup>r</sup>: B. BOUTAHRAOUI**  
**M<sup>me</sup> : L. TAFAT**  
**M<sup>me</sup> : K. ZERHOUNI**

**Juin 2010**

**ENSH-2010**

# REMERCIEMENT

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

*Mes remerciements vont à ma mère et mon père. Je remercie fortement ma promotrice : **M<sup>me</sup> F.DERNOUNI** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.*

De 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, mes frères karim et hamza et ma nièce rokaia** ainsi que toute ma famille.*

**À lilia** 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 d'avoir honorer ma soutenance par leur présence et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

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

*feth eddine*

# DÉDICACE

## Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma **très très chère mère**, et mon **très cher père** pour leurs Sacrifices,  
leurs amours, leurs aides et leurs soutiens afin de me voir arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

A ma très chère sœur;

A mes oncles maternels et paternels ;

A mes tantes maternelles et paternelles;

A mes frères : hamza, mustapha, hocine, kazouit, amine, nacime ,abd ellah, Omar,  
m'hamed, Meliani, Hakim,

A mes Amis: Salah, Abdou, abdelhadi, Mino, ahmad, kada, Adib, allale ,

amina, sabrina, hassiba, fariza

et tout le groupe de 5 eme année

A tout mes amis de l'école.

*feth eddine*

## ملخص:

يبقى ضمان توفير المياه من أهم انشغالات الإنسان في مختلف الأوقات، حيث أن جميع الحضارات الكبرى و القديمة نشئوا على تحديث المنشآت من أجل توفير و نقل المياه.

أما حالياً، فإن التموين بالمياه مشكل حيوي، لذا استوجب حله على أحسن وجه أمام مختلف هذه الظروف:

- ندرة المياه.

- التموين بالمياه يجب أن يكون مؤكدا و ذو نوعية جيدة.

-الطاقة اللازمة للتزويد بالمياه الصالحة للشرب أصبحت نادرة ومكلفة.

-الجانب الاقتصادي يلزم البحث على اقل تكلفة.

وذلك لتلبية الحاجيات من المياه الصالحة للشرب مع مراعاة عدم الإسراف في الموارد المتاحة، وقد ركزت في مشروع نهاية الدراسة، التزويد بالمياه الصالحة للشرب لامتداد مدينة تامدة على فرضيات محددة مع الأخذ بعين الاعتبار العناصر الحالية والمستقبلية .

## Résumé :

De tout temps une des principales préoccupations de l'homme a été d'assurer son approvisionnement en eau, toutes les grandes civilisations de passé ont conçue des ouvrages originaux pour assurer le captage et le transport des eaux.

Le soin apporté à la construction de ces ouvrages, gage de leurs importance, fait que beaucoup d'autre eux sont parvenue jusqu'à nous.

Aujourd'hui, l'approvisionnement en eau demeure un problème vital qui doit être résolues conciliant au mieux déverses contraintes :

- l'eau est un élément relativement rares.
- l'approvisionnement doit être sure et de bonne qualité.
- l'énergie nécessaire à l'AEP deviens rares et chère.
- les impératives économiques imposent une recherche du moindre coût.

Ainsi, pour satisfaire au besoin d'eau potable tout en évitons le gaspillage des ressources disponibles mon projet de fin d'étude alimentation en eau potable de l'extension de la ville de Tamda est basé sur les hypothèses précise prenant compte des éléments actuel et prospectives rationnel déterminés.

## Summary:

From time immemorial one of main concerns of the man was to ensure his water provision, all great civilizations of past conceived original works to ensure the collecting and the transport of water.

The care taken to the construction of these works, guarantees of their importance, makes that much other they arrived until to us. Today, the water provision remains a vital problem which must be solved reconciling as well as possible for forced:

- Water is an element relatively rare.
- The provisioning must be sour and of good quality.
- Energy necessary to the AEP becomes rare and expensive.
- them imperative economic impose a research of the lower costs.

Thus, to satisfy the need for water potable all let us avoid the wasting of the available resources of it my project of end of study drinking water supply of addition of the town of Tamda is based on the assumptions specifies fascinating account of the given elements current and futurologist rational.

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION</b> .....	01
<b>Chapitre I : Présentation de la ville de TAMDA</b>	
I.1. Généralités.....	02
I.2. Situation géographique.....	02
I.3. Situation topographique.....	04
I.4. Situation géologique et hydrogéologique.....	04
I.4.1. Géologie.....	04
A) <i>Alluvions s</i> .....	04
B) <i>Alluvions récentes</i> .....	04
I.4.2. Hydrogéologie.....	04
I.5. Situation climatologique.....	04
I.5.1. La température.....	05
I.5.2. La pluviométrie.....	05
I.5.3. Sismicité.....	05
I.6. Présentation hydraulique.....	06
I.6.1. Réseau d'alimentation en eau potable de la ville.....	06
I.6.2. Adduction.....	06
I.6.3. Ressource.....	06
I.6.4. Ouvrage de stockage.....	06
-1/ Réservoir1.....	06
-2/ Réservoir2.....	06
Conclusion.....	07
<b>Chapitre II : Besoins en eau de l'agglomération</b>	
Introduction.....	08
II.1. Répartition de la population.....	08
II.2. Estimation de la population future.....	08
II.3. Estimation des besoins en eau.....	09
II.3.1. Consommation moyenne journalière.....	09
II.3.2. Besoins en eau par catégorie.....	09
II.3.3. Choix de la norme unitaire de la consommation.....	09
II.3.4. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	10
II.4. Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	10
II.4.1. Agglomération.....	10
II.4.1.1. Besoins domestiques.....	10
II.4.1.2. Besoins scolaires.....	10
II.4.1.3. Besoins sanitaires.....	11
II.4.1.4. besoins administratifs.....	11
II.4.1.5. Besoins socioculturels.....	12
II.4.1.6. besoins commerciaux.....	12
II.4.1.7 Besoins d'arrosages.....	12
II.5. Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	13
Conclusion :.....	13
<b>Chapitre III : variation de la consommation en eau</b>	
Introduction.....	14
III.1. Variation de la consommation.....	14
III.2. Etude de la variation des débits journaliers.....	14

III.2.1. Récapitulation des besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville .....	15
III.3. Etude des variations des débits horaires .....	15
III.3.1. Calcul de la consommation horaire .....	15
Conclusion .....	19
<b>Chapitre IV : Réservoir</b>	
Introduction .....	20
IV.1. Rôle des réservoirs .....	20
IV.2. Emplacement des réservoirs .....	20
IV.3. Type de réservoirs existant .....	21
IV.4. Vérification de la capacité du réservoir .....	21
IV.5. Principe de calcul .....	21
IV.6. calcul du volume du réservoir R1 .....	21
IV.7. Équipements hydrauliques du réservoir .....	23
IV.7.1. Conduite d'arrivée .....	23
IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution .....	24
IV.7.3. Conduite de trop-plein .....	24
IV.7.4. Conduite de décharge ou de vidange .....	25
IV.7.5. Conduite by-pass .....	25
IV.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie .....	25
Conclusion. ....	26
<b>Chapitre V : Réseau de distribution</b>	
Introduction .....	27
V.1. Les différents types de réseaux .....	27
V.1.1. Le réseau ramifié .....	27
V.1.2. Le Réseau étage .....	27
V.1.3. Le réseau maillé .....	27
V.2. Conception d'un réseau .....	28
V.3. Choix du type de matériaux .....	28
V.4. Principe du tracé du réseau maillé. ....	28
V.5. Calcul hydraulique du réseau maillé. ....	28
V.5.1. détermination des débits. ....	29
a. débit route. ....	29
b. débit spécifique .....	29
c. débit au nœud .....	29
V.5.2. Calcul des débits. ....	30
a. Cas de pointe. ....	30
b. Cas de pointe + incendie. ....	34
V.5.3. répartitions arbitraire des débits. ....	34
V.5.4. Détermination des diamètres du réseau et des vitesses .....	37
V.6. simulation par le logiciel EPANET .....	39
V.7. Équipement du réseau de distribution. ....	47
V.7.1. Type de canalisation. ....	47
V.7.2. Appareils et accessoires du réseau. ....	47
V.7.2.1. Robinets vannes. ....	47
V.7.2.2. Bouches ou poteau d'incendie. ....	47
V.7.2.3. Clapets. ....	47
V.7.2.4. Ventouses. ....	47
V.7.2.5. Robinets de vidange. ....	47
V.7.2.6. Bouche d'arrosage. ....	47
V.7.2.7. pièces spéciales de raccord .....	47

a) les Tés .....	48
b) les coudes .....	48
c) les cônes .....	48
d) les croix de jonction.....	48
e) les manchons .....	48
f) Les compteurs .....	48
Conclusion.....	48
<b>CHAPITRE VI : Etude de l'adduction</b>	
Introduction .....	49
VI.1- Choix du tracé (condition technique) .....	49
VI.2- Choix du type de tuyaux .....	49
VI. 3- Conditions économique .....	50
VI.3.1- Calcule du diamètre économique « Dec ».....	50
VI.3.2- Calcul technico-économique .....	50
VI.3.2.1- Calcul des pertes de charges .....	50
VI.3.2.2- Détermination de la hauteur manométrique totale .....	52
VI.3.2.3 Puissance absorbé par la pompe .....	53
VI.3.2.4 Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.....	53
VI.3.2.5. Les frais d'exploitation .....	53
VI.3.2.6. Frais d'annuité .....	53
VI.3.2.7. Frais d'amortissement .....	54
VI.3.2.8. Bilan (prix total) .....	54
VI.4. choix des pompes .....	55
VI.4.1. Critère de choix du nombre de pompe .....	55
VI.4.2. Déterminations du nombre de pompe .....	55
VI.4.3. Détermination de la courbe H en fonction de Q (par le logiciel caprari).....	56
VI.4.4. Point de fonctionnement de la station .....	57
VI. 5. Modes de réglage du débit .....	58
VI.6. Étude de la cavitation.....	59
VI.7. choix du moteur électrique.....	61
Conclusion.....	61
<b>Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier</b>	
Introduction .....	62
VII.1.Causes du coup de bélier .....	62
VII.2.Risques dûs aux coups de bélier .....	62
a) Cas de la surpression .....	62
b) Cas de dépression .....	63
c) Fatigue de la canalisation .....	63
VII.3.Interprétation physique du coup de bélier .....	63
VII.4.Moyen de protection contre le coup de bélier.....	64
a) Cheminée d'équilibre .....	64
b) Soupape de décharge .....	64
c) Volant d'inertie .....	64
d) Réservoirs d'air .....	64
VII.5.Dimensionnement du réservoir d'air .....	65
a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression.....	65
b) Détermination de la célérité d'onde .....	66
c) Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent.....	66
d) Calcul de la capacité de réservoir d'air .....	67

VII.6 Encombrement du réservoir d'air.....	68
VII.7. Installation du réservoir d'air.....	69
Conclusion.....	69
<b>Chapitre VIII: Organisation de travail et protection et sécurité du travail</b>	
<b>VIII.1. Organisation du chantier</b> .....	70
VIII.1.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....	70
a)Matérialisation.....	70
b) Nivellement.....	70
VIII.1.2.Excavation des tranchées .....	70
VIII.1.2.1.Enlèvement de la couche végétale .....	70
VIII.1.2.2.Excavation .....	70
❖ La profondeur ( $H_{tr}$ ).....	71
❖ Largeur de la tranchée .....	71
VIII.1.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation .....	71
VIII.1.2.3.1.Pelle équipée en rétro.....	72
VIII.1.2.3.2.Pelle équipée en butée.....	72
VIII.1.2.3.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	73
VIII.1.2.3.4.La durée d'excavation .....	74
VIII.1.2.3.5.Aménagement du lit de pose des conduites.....	74
VIII.1.3. Pose des conduites.....	74
VIII.1.4. Épreuve de joint et de la canalisation.....	74
VIII.1.5. Remblaiement de la tranchée.....	74
<b>VIII.2. Protection et sécurité du travail</b> .....	75
VIII.2.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	75
VIII.2.1.1.Facteurs humains.....	75
VIII.2.1.2.Facteurs matériels.....	75
VIII.2.2.Liste des conditions dangereuses.....	76
VIII.2.3.Liste des actions dangereuses.....	76
VIII.2.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents .....	77
VIII.2.4.1.Protection individuelle .....	77
VIII.2.4.2.Autre protections .....	77
VIII.2.4.3.Protection collective .....	77
VIII.2.4.3.1.Équipement de mise en œuvre du béton .....	77
VIII.2.4.3.2.Engin de levage .....	77
VIII.2.4.3.3.Appareillage électrique .....	77
Conclusion .....	78
<b>Chapitre IX : Proposition d'un mode de gestion</b>	
Introduction.....	79
IX.1.But de la gestion.....	79
IX.2. Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux d'eau potable.....	79
IX.2.1.L'écoute des bruits de fuite.....	79
IX.3.Importance de l'entretien et de la maintenance.....	80
IX.3.1.Maintenance.....	80
IX.3.2.La Maintenance Préventive.....	80
IX.3.3.Maintenances curatives.....	80
IX.3.4.L'entretien courant.....	80
IX.3.5.L'entretien préventif systématique.....	81
IX.3.6.L'entretien préventif exceptionnel .....	81
IX.4.Gestion technique et suivi générale des installations .....	81

IX.4.1.Vieillessement et traitement des installations.....	81
IX .4.2.Protection active .....	81
IX.4. 3.Protection passive .....	81
IX.4.4.Protection anticorrosive .....	82
IX.5.Gestion des ouvrages de stockages .....	82
IX.5.1.Nettoyage des ouvrages de stockage.....	83
IX.6.Contrôle de la qualité de l'eau.....	83
IX.7.La surveillance et l'entretien courant des adductions et des réseaux .....	83
Conclusion .....	84
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>85</b>
BIBLIOGRAPHIE.....	

# Liste des tableaux :

<b>Tableau I.1</b> : les températures.....	05
<b>Tableau I.2</b> : Pluies moyennes de TAMDA (période 1998 à 2006).....	05
<b>Tableau I-3</b> : Caractéristiques des réservoirs existants.....	06
<b>Tableau II-1</b> : Estimation de la population future de la ville.....	08
<b>Tableau II.2</b> : besoins domestiques.....	10
<b>Tableau II.3</b> : besoins scolaires.....	10
<b>Tableau II.4</b> : besoins sanitaires .....	11
<b>Tableau II.5</b> : besoins administratifs .....	11
<b>Tableau II.6</b> : évaluation des besoins socioculturels .....	11
<b>Tableau II.7</b> : besoins commerciaux.....	12
<b>Tableau II.8</b> : Jardins et espaces verts.....	12
<b>Tableau II.9</b> : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération.....	12
<b>Tableau III.1</b> : Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville .....	15
<b>Tableau III.2</b> : Répartition des débits horaires .....	16
<b>Tableau IV.1</b> : Calcul de la capacité de réservoir .....	22
<b>Tableau V.1</b> : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	30
<b>Tableau V.2</b> : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe.....	31
<b>Tableau V.3</b> : calcul des diamètres et des vitesses .....	37
<b>Tableau V.4</b> : caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.....	40
<b>Tableau V.5</b> : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.....	42
<b>Tableau VI.1</b> : Détermination de la hauteur manométrique .....	52
<b>Tableau VI.2</b> :Détermination des frais d'exploitation .....	53
<b>Tableau VI.3</b> : Détermination du montant d'amortissement .....	54
<b>Tableau VI.4</b> : Détermination du prix total. (Bilan) .....	54
<b>Tableau VI.5</b> : Caractéristiques de la station de pompage SP .....	55
<b>Tableau VIII.1</b> : calcul du volume à excaver .....	73
<b>Tableau VIII .2</b> : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement .....	73
<b>Tableau IX.1</b> : Equipements de réservoir .....	82

# List des Figures

<b>Figure-I.1.</b> Situation géographique de la ville de TAMDA.....	03
<b>Figure III.1.</b> Graphique de la consommation en eau de l'agglomération.....	17
<b>Figure III.2 :</b> Graphique de la consommation d'arrosage.....	17
<b>Figure III.3 :</b> Graphique de consommation totale de l'agglomération .....	18
<b>Figure III.4</b> .courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	18
<b>Figure IV.1.</b> Arrivée de la conduite d'adduction par le bas .....	23
<b>Figure IV.2</b> .Conduite de départ.....	24
<b>Figure IV.3</b> .Conduite de trop plein et vidange.....	24
<b>Figure IV.4</b> .Équipement de réservoir.....	25
<b>Figure V-1.</b> Schéma de répartition des débits arbitraire cas de pointe.....	35
<b>Figure V.2.</b> Schéma de répartition des débits arbitraire cas de pointe +incendie.....	36
<b>Figure V.3.</b> Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe .....	43
<b>Figure V.4.</b> Schéma débit et pression pour le cas de pointe.....	44
<b>Figure V.5.</b> Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie .....	45
<b>Figure V.6.</b> Schéma pression et débit pour le cas de pointe+incendie .....	46
<b>Figure VI.1.</b> Les courbes caractéristiques de la pompe .....	56
<b>Figure VI.2</b> .point de fonctionnement de la station SP.....	57
<b>Figure VII.1:</b> Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE .....	68
<b>Figure VII.2:</b> Schéma d'installation du réservoir d'air .....	69
<b>Figure VIII.1 :</b> Pelle mécanique.....	72

# Liste des planches

- 1-Plan de masse de la ville de tamda.
- 2-Les accessoires dans un réseau d'AEP.
- 3-Profil en long :

- distribution
- Adduction

## **Introduction**

La commune de TAMDA est promue pour devenir une nouvelle ville avec un nombre conséquent de l'logement prévu.

Pour cette raison l'étude de l'extension de la commune est prévue dans notre travail.

Dans ce mémoire et étant donné que certains ouvrages sont existants et en bon état (comme les réservoirs) ; nous devons tenir compte dans le dimensionnement de nouveaux ouvrages.

La ressource souterraine ayant considérablement diminuée d'après les gestionnaires; nous proposons son renforcement à partir du barrage de TAKSEBTE qui se trouve à proximité de notre commune.

# chapitre I

# Présentation de la ville de TAMDA

## **I.1.Généralités :**

La petite agglomération urbaine de Tamda, est située dans la commune de Ouaguenoun (15 km à l'est de Tizi Ouzou), sera promue au rang d'une grande ville qui pourrait accueillir jusqu'à 100 000 habitants. Une esquisse du plan d'occupation du sol (POS) au niveau de cette petite bourgade agricole, a été présentée les années dernières lors d'une réunion de l'exécutif de la wilaya de Tizi Ouzou. Dans la ville nouvelle de Tamda où sera créé un pôle technologique universitaire de 15 000 places pédagogiques, il est prévu l'implantation de plusieurs équipements publics dont des établissements scolaires, des infrastructures sanitaires, trois cités universitaires de 9 000 lits et environ 10 000 logements. Le terrain devant accueillir cet immense projet est d'une superficie de 146 ha dont plus de la moitié appartient à des propriétaires privés. Un intervenant a attiré l'attention des participants à la réunion sur l'éventuelle opposition de ces propriétaires qui pourrait compromettre la réussite de ce projet. Pour sa part, le wali de Tizi Ouzou déclare qu'il souhaite faire de Tamda un véritable pôle d'excellence. Il ordonne à cet effet, au bureau chargé de l'étude du POS et au directeur de l'urbanisme et de la construction, d'impliquer les citoyens et l'ensemble des directions de la wilaya afin d'« éviter de faire de Tamda une cité anarchique comme cela est le cas dans la nouvelle ville de Tizi Ouzou. L'occupation du sol a rendu aujourd'hui impossible toute intervention pour la réalisation du moindre projet de développement dans cette zone ». Le directeur des services agricoles a demandé, quant à lui, la préservation des terres agricoles limitrophes. Le directeur du logement et des équipements publics a souligné, lui aussi, le fait que la partie basse de Tamda que traverse l'oued Sébaou n'est pas constructible à cause de la mauvaise nature du sol. Pour parer à tous ces problèmes, le wali de Tizi Ouzou a donc exigé une étude approfondie sur le terrain. « Il faut sortir de l'improvisation et arriver à un meilleur résultat pour ne plus refaire les erreurs du passé », a-t-il conclu.

## **I.2. Situation géographique :**

La ville de TAMDA se situe à l'Est du chef lieu de Wilaya de TIZI OUZOU sur l'axe de développement Est – Ouest, son chef lieu de la ville est l'agglomération TAMDA LEBLAD qui se positionne au centre de la ville, et qui constitue le point de convergence de la plus part des localités à travers le territoire communal.

La ville se trouve limitée comme suit :

- Au Nord : Par la commune de OUAGUENOUN.
- Au L'Est : Par la commune de FRIHA.
- Au Sud : Par la commune de TIZI RACHED.
- A l'Ouest : Par la commune de TIZI OUZOU.

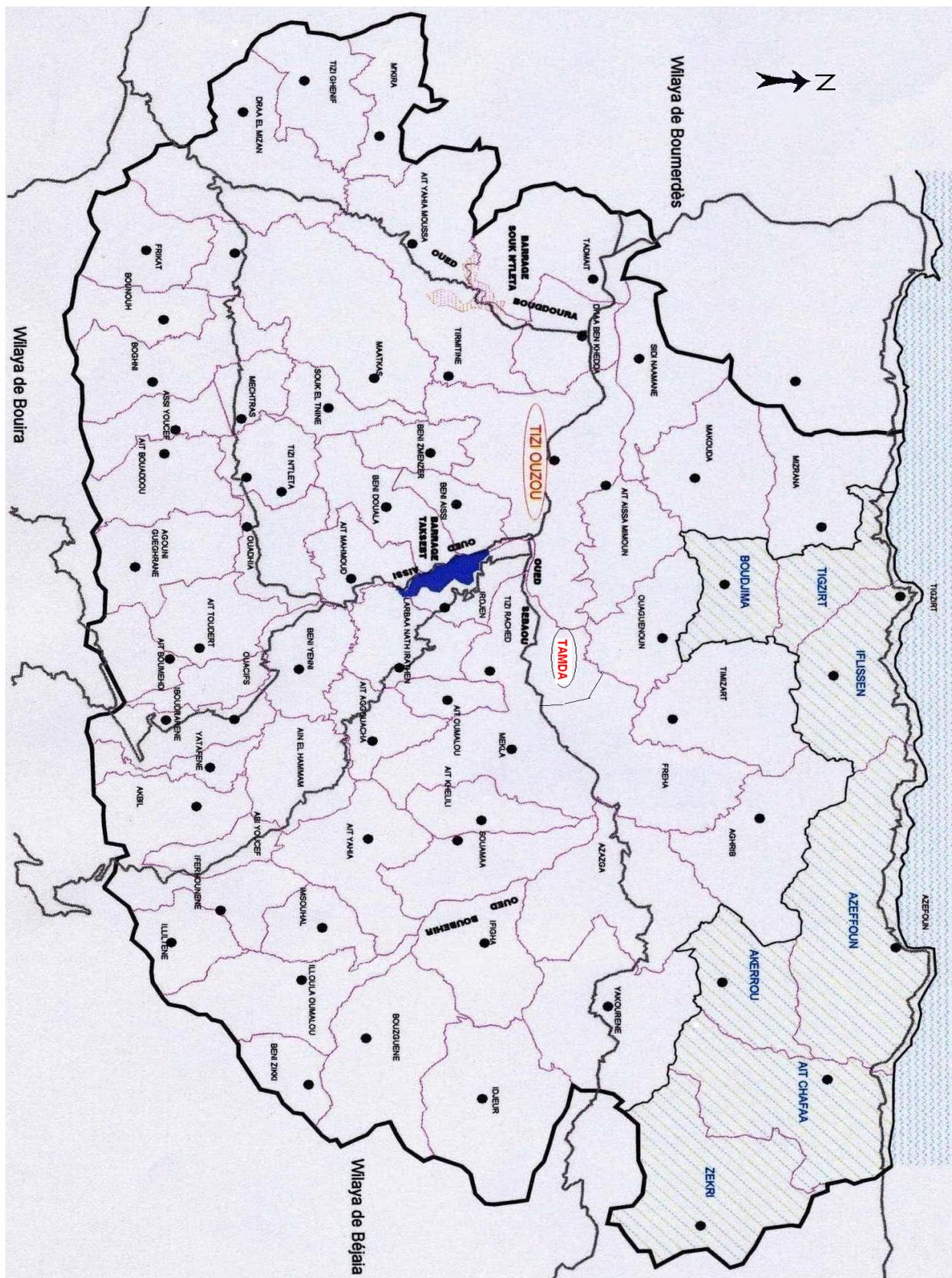


Fig-I.1. Situation géographique de la ville de « TAMDA »

### **I.3.Situation topographique :**

La ville de TAMDA est caractérisée par une forte dénivelée dont les altitudes varient de : 290m à 110m du nord vers le sud.

### **I.4. Situation géologique et hydrogéologique:**

La morphologie du site présente un relief montagneux fortement accidenté, renfermant un ensemble de collines et d'étroites vallées. L'altitude moyenne est d'environ 200 m.

De part et d'autres des versants, les pentes dépassent les 12 %, les vallées à pentes faibles se localisent au bas des versants en bordure des Oueds, sous forme de petites aires agricoles isolées.

Les zones forestières se situent en haut des versants au Nord et au Sud du territoire communal et couvrent une superficie de 146ha.

#### **I.4.1.Géologie :**

La géologie est un paramètre important pour le zoning d'une région ou d'un terrain à étudier, cela concerne la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches, qui en combinaison avec d'autres paramètres, peuvent engendrer des affaissements, des glissements de terrains ou d'autres phénomènes plus ou moins néfastes quant à la stabilité des différentes constructions. Pour ce qui est du profil géologique de la région, on peut distinguer trois classes à savoir :

##### **A) Alluvions :**

Caractérisées par des dépôts caillouteux de débordement de l'Oued SEBAOU.

##### **B) Alluvions récentes :**

Concernent les dépôts limoneux de la petite plaine qui borde la vallée d'Oued SEBAOU.

#### **I.4.2.Hydrogéologie :**

Un examen hydrogéologique a été fait par la DHW de TIZI OUZOU dans la partie Nord du DJURDJURA et a montré que les terrains sont conducteurs donc perméables.

Les PUIITS réalisés dans la région révèlent une condition géologique favorable du point de vue alimentation. Les puits qui existent dans cette zone témoignent de la bonne qualité de l'aquifère.

### **I.5.Situation climatologique :**

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

La ville se caractérise par un climat à tendance continental du fait de l'amortissement de l'influence de la méditerranée par la chaîne montagneuse du DJURDJURA

### I.5.1.La température :

La ville de TAMDA influencée par le climat méditerranéen à tendance subhumide. En été il fait chaud et sec, et un hiver pluvieux avec chute des neiges dans les parties dépassants les 800 mètres d'altitudes.il faut noter que le passage de la saison froide à la saison chaude est moins visible.

Les températures des saisons sèche et froide sont représentées dans le tableau N° I-1

**Tableau N° I.1 : les températures**

saisons	chaude				froide		
mois	juin	juillet	Août	septembre	décembre	janvier	février
Températures (°c)	32	37	38	31	7	6	6.8

Source ANRH

Les amplitudes annuelles et journalières des températures sont fortes, Les températures moyennes annuelles varient entre 16° et 22°c.

### I.5.2.La pluviométrie :

Selon l'annuaire pluviométrique de l'Algérie établi par l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH), la hauteur pluviométrique annuelle de la ville de TAMDA se situe entre 400 et 600 mm/an, ces dernières sont abondantes en hiver et faibles en été. (tableau N.I.2)

**Tableau N°I.2: Pluies moyennes à TAMDA (période 1998 à 2006)**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométries Mensuelles (mm)	35,0	65,5	82,0	97,5	87,0	72,0	82,5	63,0	44,5	11,7	1,2	3,5

Source ANRH

### I.5.3.Sismicité :

La ville de TAMDA se situe dans la chaîne du Djurdjura, c'est une région caractérisée par des faisceaux de plis orientés Est – Ouest (Plis numidiens) ou les actions orogéniques ont principalement joués pendant les phases pyrène rennes et alpines, et se pour suivent jusqu'à maintenant.

Aujourd'hui une activité volcanique récente est à mettre en parallèle avec cette activité orogénique et séismique.

La région est classée en zone II selon le zoning du règlement parasismique Algérien de 1999 encore en vigueur qui prescrit certaines recommandations quand aux conditions de constructibilité.

## **I.6.Présentation hydraulique :**

### **I.6.1.Réseau d'alimentation en eau potable de la ville :**

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa vieillesse selon le rapport de la subdivision de TIZI OUZOU et que sa date de réalisation remonte à une trentaine d'années environ. Finalement, il est à noter que tout le réseau est à rénover.

### **I.6.2. Adduction :**

Même constat que pour le réseau de distribution. Toute la chaîne de l'adduction est à changer.

### **I.6.3.Ressource:**

L'alimentation en eau potable de TAMDA se fait d'une part par les eaux terraines de deux forages (F1 et F2); et d'autre part par le barrage de Taksebt.

### **I.6.4.Ouvrage de stockage :**

TAMDA est dotée de deux (02) réservoirs, dont les caractéristiques sont données par le tableau N° I-3.

#### **-1/ Réservoir 1 :**

La capacité de 5000 m<sup>3</sup> du réservoir R1 (est en construction),

#### **-2/ Réservoir 2 :**

Le réservoir R2 de capacité 300 m<sup>3</sup> est existant et alimenté par les deux forages (F1 et F2), à l'aide d'une conduite de diamètre Ø315mm (en fonte).

**Tableau N° I-3 : Caractéristiques des réservoirs existants.**

Réservoirs	Capacité	Cote terrain naturel	Cote trop plein	Observations
	m <sup>3</sup>	m	m	
R1: (en construction)	5000	260	264	-
R2	300	176	180	Bon Etat

## **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 de Tamda.

Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qu'est la conception d'un nouveau réseau de l'extension de la ville de TAMDA afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération.

# chapitre II

## Besoins en eau de l'agglomération

## Introduction :

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

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

### II.1. Répartition de la population :

Le périmètre de notre étude est un terrain destiné aux futures extensions et comporte un programme récent d'habitat collectif (R+3 à R+8) de 10 000 logements. (Source APC).

Le nombre d'habitants est estimé à partir de 7 personnes par logement d'après l'A.P.C, soit 70000hab. Cependant au niveau de cette extension ; une partie est déjà occupé par des habitants au nombre de 21743 au dernier recensement. (2008 ; Source A.P.C)

### II.2. Estimation de la population future :

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2030, le calcul est établi à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

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

P<sub>0</sub> : Population à l'année de base 2008 (hab).

n : nombre d'années séparant l'horizon considéré.

τ : taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs :

- mode de vie des habitants.
- L'éducation (planning familial) ;
- Le développement socioculturel ;

D'après l'A.P.C, le taux d'accroissement de la commune de Tizi ouzou est de = 2.6%.

L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant :

**Tableau N° II-1 : Estimation de la population future de la ville**

commune	Population en 2008(hab.)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2028(hab.)
Population existante	21743	2.6	46962
Extension prévue	70000		
Total			116962

### **II.3. Estimation des besoins en eau :**

#### **II.3.1. Consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière désignée par  $Q_{moyj}$  est donnée par :

$$Q_{moyj} = (N \cdot D)/1000 \quad (m^3/j)$$

Avec :

$Q_{moyj}$  : Consommation moyenne journalière en  $m^3/j$  ;

N : nombre de consommateurs ;

D : dotation moyenne en l/j/cons.

#### **II.3.2. Besoins en eau par catégorie :**

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la ville de Tamda il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;
- Besoins d'arrosages ;

#### **II.3.3. Choix de la norme unitaire de la consommation :**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc. [1]

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 de la ville ;
- Ressources existantes.

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions [1].

### II.3.4. Détermination de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{\text{moy. j}} = \frac{N_i q_i}{1000}$$

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

$N_i$ : Nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs.

$q_i$ : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque usager (l/j.par usager)

### II.4. Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :

#### II.4.1. Agglomération :

##### II.4.1.1- Besoins domestiques :

Selon les informations recueillies au près de la subdivision de la ville de Tizi ouzou, La dotation en eau de Tamda est prise à 150 l/j/hab.

Les résultats sont résumés dans le tableau N°II.2.

**Tableau N°II.2 : besoins domestiques**

Année	nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab.]	Consommation moyenne Journalière [ $\text{m}^3/\text{j}$ ]
2030	116962	150	17544.3

##### II.4.1.2. Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

**Tableau N°II.3 : besoins scolaires**

Equipement	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{\text{moyj}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
2 écoles primaires	élève	1080	10	10.8
1 C, E, M	élève	2000	10	20
1. LYCEE	élève	2000	20	40
3 cité universitaire	Lit	9000	80	720
Université	étudiant	15000	10	150
<b>Total</b>				<b>940.8</b>

#### II.4.1.3. Besoins sanitaires :

Tableau N°II.4 : besoins sanitaires

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m<sup>3</sup>/j)</i>
2Centres de santé	Patient	100	20	2
polyclinique	Patient	100	20	2
Maternité	lit	60	250	15
<b>Total</b>				<b>19</b>

#### II.4.1.4. besoins administratifs :

Tableau N°II.5 : besoins administratifs

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m<sup>3</sup>/j)</i>
PTT	employé	30	15	0,45
Protection civil	unité	1	25000	25
<b>Total</b>				<b>25.45</b>

#### II.4.1.5. Besoins socioculturels :

Tableau N°II.6 : Evaluation des besoins socioculturels

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m<sup>3</sup>/j)</i>
école de musique	élève	100	10	1
2 Mosquées	fidèle	1600	20	32
Centre culturel	fidèle	80	10	0.8
Maison de jeune	jeune	100	10	1
Stade	vestiaire	1	10000	10
<b>Total</b>				<b>44.8</b>

#### II.4.1.6.besoins commerciaux:

Tableau N°II.7 : besoins commerciaux

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m³/j)</i>
Marche couvert	m <sup>2</sup>	800	5	4
3-Hôtels	Client	200	150	30
S.N.T.V	unité	1	500	0.5
Boulangerie	unité	3	400	1.2
Boucherie	unité	3	50	0.15
Douche publique	unité	4	10000	40
<b>Total</b>				<b>75.85</b>

#### II.4.1.7 Besoins d'arrosages :

Tableau N°II.8: Jardins et espaces verts

désignation	Superficie (m <sup>2</sup> )	Dotation moyenne [l/j.m <sup>2</sup> ]	Consommation moyenne Journalière [m <sup>3</sup> /j]
placette	10000	2	20
Espaces verts	15000	5	75
<b>Totale</b>			<b>95</b>

#### II.5-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau N°II.9 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	17544.3
Sanitaires	19
Scolaires	940.8
commerciaux	75.85
Administratifs	25.45
socioculturels	44.8
arrosages	95
<b>Total</b>	<b>18745.2</b>

**Conclusion** : ce chapitre nous a permis d'évaluer la consommation moyenne journalière de l'agglomération qui est de **18745.2m<sup>3</sup>/j**.

Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui fera l'objet de notre prochain chapitre.

# chapitre III

## Variation de la consommation en eau

## **Introduction :**

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

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

### **III.1. Variation de la consommation :**

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

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

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

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. [1].

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. [1].

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

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

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy}j} * K_{\max j} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy}j} * K_{\min j} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

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

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

$Q_{\min j}$  : débit minimum journalier ( $m^3/j$ ).

$K_{\max j}$  : varie entre 1.1 à 1.3 [1]

Pour notre cas nous prenons  $K_{\max j} = 1,3$  pour les besoins domestiques et 1.1 pour les autres besoins

$K_{\min j}$  : varie entre 0,7 à 0,9 [1]

Pour notre cas nous prenons  $K_{\min j} = 0,9$  pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins

### III.2.1. Récapitulation des besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

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

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moyj}}(m^3/j)$	$K_{\text{maxj}}$	$Q_{\text{maxj}}(m^3/j)$	$K_{\text{min j}}$	$Q_{\text{min j}}(m^3/j)$
Domestiques	17544.3	1.3	22807.59	0.9	15789.87
Sanitaires	19	1.1	20.9	0.7	13.30
Scolaires	940.8	1.1	1034.88	0.7	658.56
Commerciaux	75.85	1.1	83.43	0.9	68.26
Administratifs	25.45	1.1	27.99	0.9	22.90
Socioculturels	44.8	1.1	49.28	0.7	31.36
Arrosages	95	1	95	0.7	66.5
<b>Total</b>	<b>18745.2</b>		<b>24119.07</b>		<b>16650.75</b>

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

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (annexe N° 1).

#### III.3.1. Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur est :

$$Q_h = \frac{P\% Q_{\max j}}{100} \quad \text{Avec : } Q_h = \text{débit horaire nécessaire}$$

$P\% = \text{pourcentage horaire.}$

La durée d'arrosage est prévue de quatre heures pendant la journée.

**Tableau N°III.2: Répartition des débits horaires**

Heures	Agglomération		arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	$Q_{\max,j}=24024.07\text{m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}=95\text{ m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}=24119.07\text{m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}$	
(h)	(%)	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0-1	3.35	804.806			3.34	804.81	3.34	804.81
1-2	3.25	780.782			3.24	780.78	6.57	1585.59
2-3	3.3	792.794			3.29	792.79	9.86	2378.38
3-4	3.2	768.77			3.19	768.77	13.05	3147.15
4-5	3.25	780.782			3.24	780.78	16.29	3927.94
5-6	3.4	816.818			3.39	816.82	19.67	4744.75
6-7	3.85	924.927	25	23.75	3.93	948.68	23.61	5693.43
7-8	4.45	1069.07	25	23.75	4.53	1092.82	28.14	6786.25
<b>8-9</b>	<b>5.2</b>	<b>1249.25</b>			5.18	<b>1249.25</b>	33.32	<b>8035.50</b>
9-10	5.05	1213.22			5.03	1213.22	38.35	9248.72
10-11	4.85	1165.17			4.83	1165.17	43.18	10413.89
11-12	4.6	1105.11			4.58	1105.11	47.76	11518.99
12-13	4.6	1105.11			4.58	1105.11	52.34	12624.10
13-14	4.55	1093.1			4.53	1093.1	56.87	13717.20
14-15	4.75	1141.14			4.73	1141.14	61.6	14858.34
15-16	4.7	1129.13			4.68	1129.13	66.29	15987.47
16-17	4.65	1117.12	25	23.75	4.73	1140.87	71.02	17128.34
17-18	4.35	1045.05	25	23.75	4.43	1068.8	75.45	18197.14
18-19	4.4	1057.06			4.38	1057.06	79.83	19254.20
19-20	4.3	1033.04			4.28	1033.04	84.11	20287.23
20-21	4.3	1033.04			4.28	1033.04	88.4	21320.27
21-22	4.2	1009.01			4.18	1009.01	92.58	22329.28
22-23	3.75	900.903			3.74	900.90	96.31	23230.18
23-24	3.7	888.891			3.69	888.89	100	24119.07
Total	100	24024.1	100	95	100	24119.07		

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

$$Q_{\min h} = 768.77 \text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 1249.25 \text{m}^3/\text{h}$$

Nous pouvons donc tracer les graphes

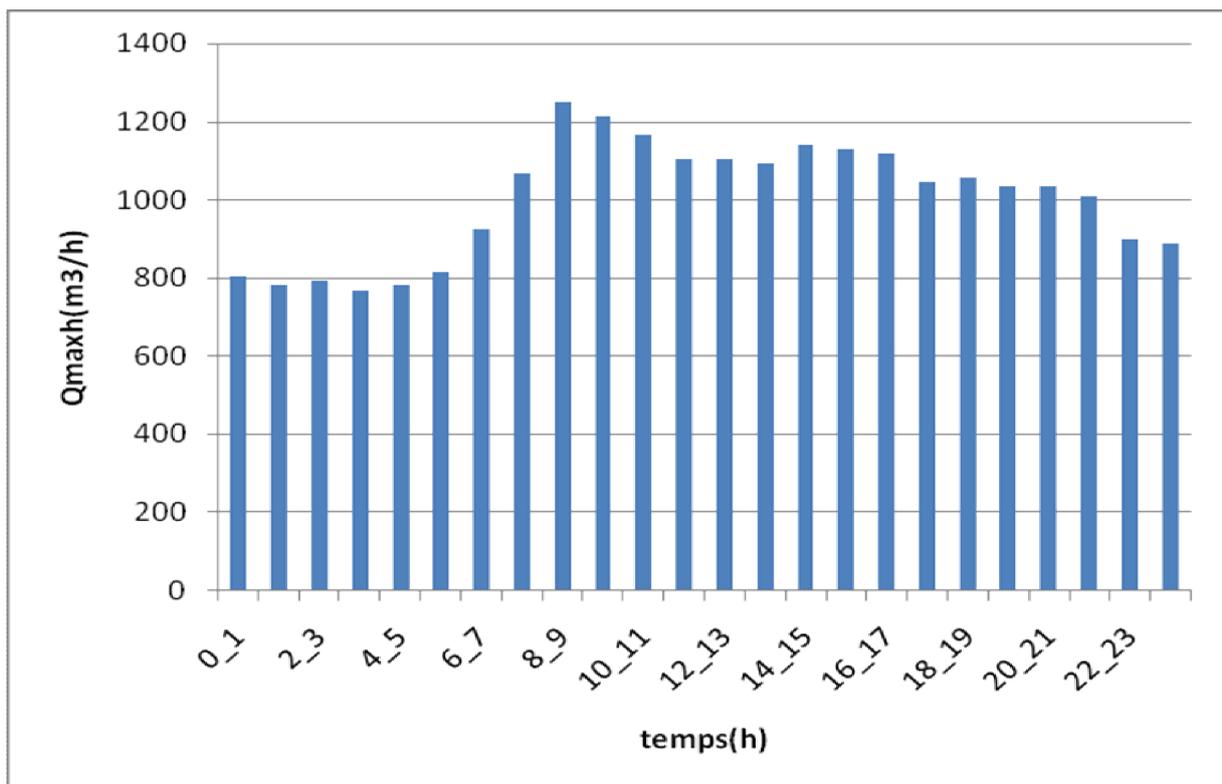


Figure III -1 : Graphique de la consommation en eau de l'agglomération

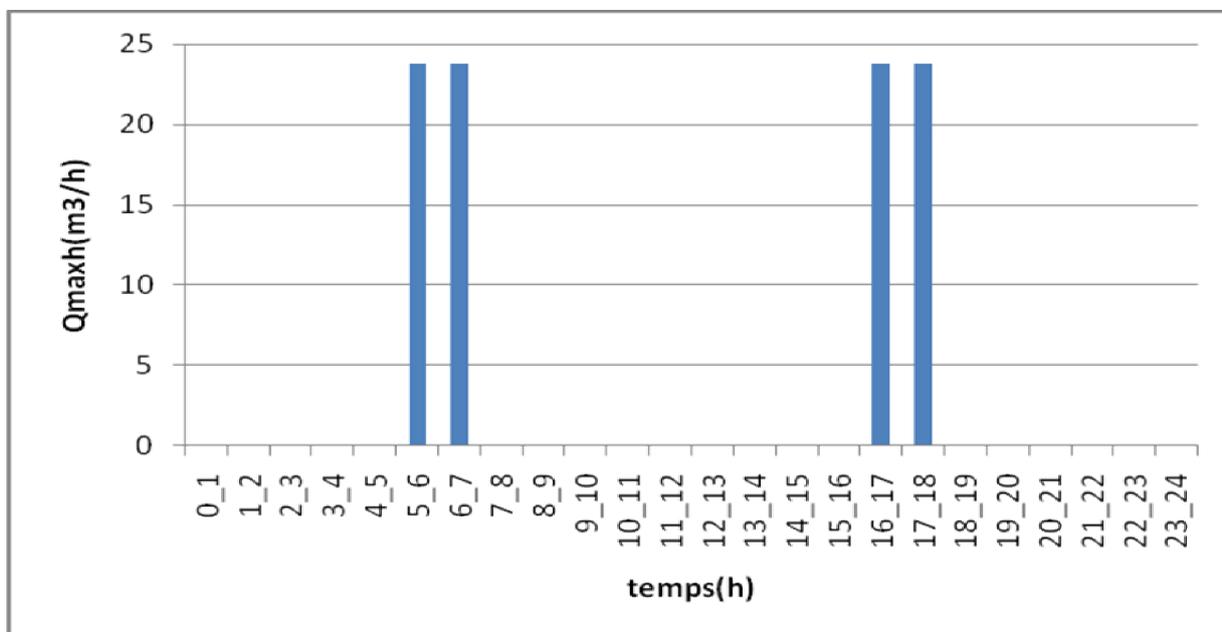
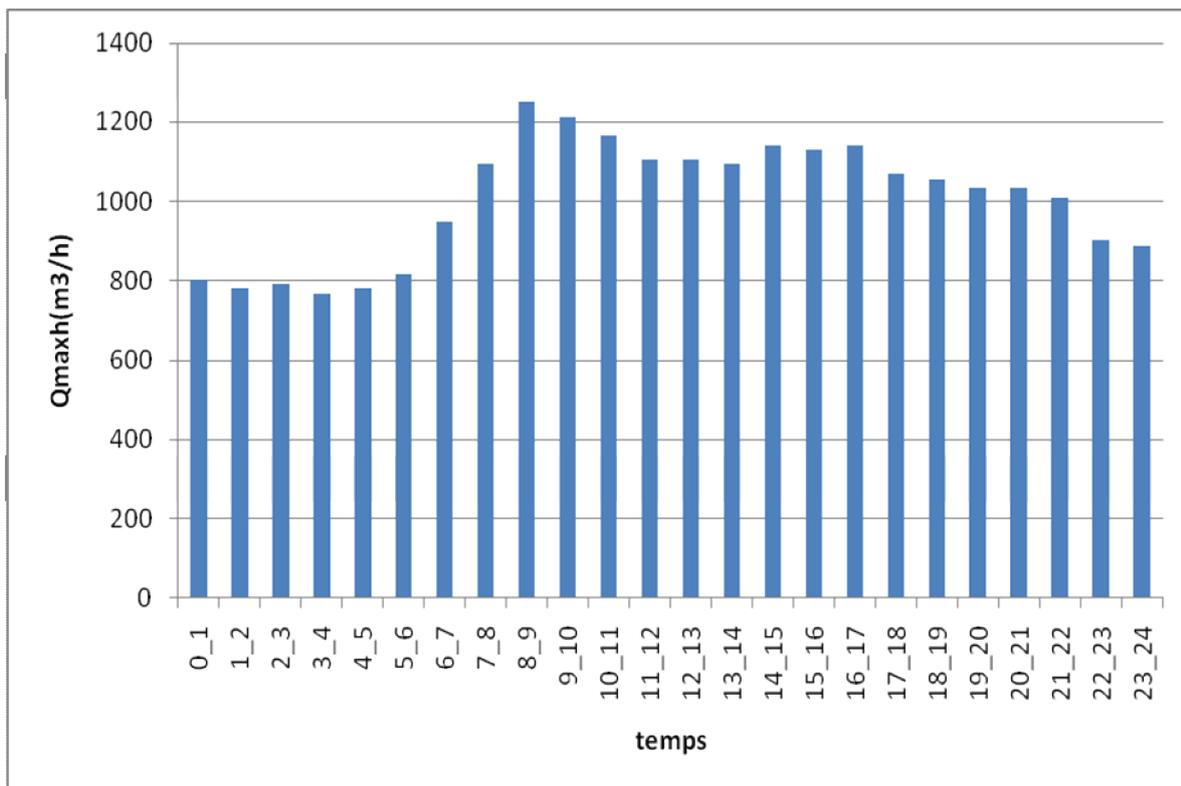
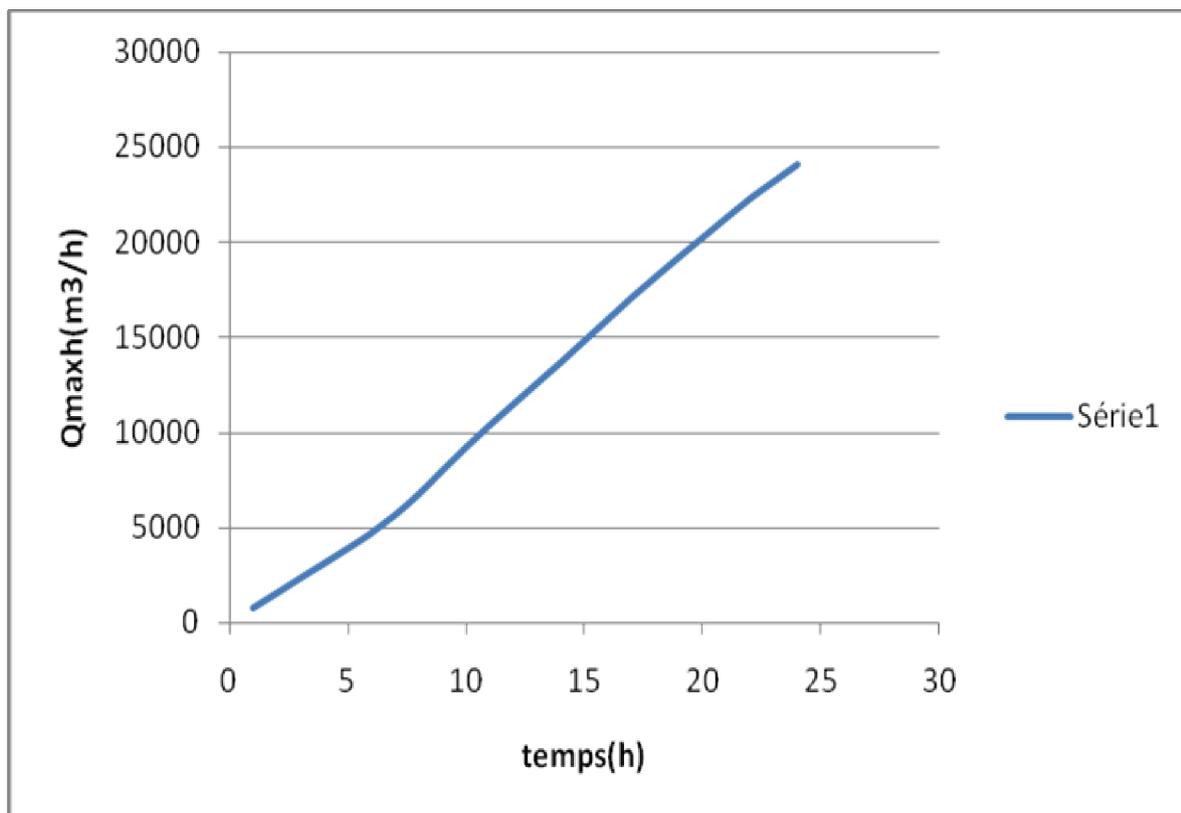


Figure III -2 : Graphique de la consommation d'arrosage



**Figure III -3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération**



**Figure III -4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération**

**Conclusion :**

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

# chapitre IV

# Réservoirs

## **Introduction :**

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et de distributions. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions. Dans ce chapitre nous vérifierons si la capacité existante est suffisante ou si nous devons projeter d'autres réservoirs.

### **IV.1. Rôle des réservoirs :**

#### **❖ Rôle de régulateur et accumulateur :**

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage est généralement constant alors que la consommation est variable. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé. [2]

#### **❖ Vérification des pressions :**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire aux des points les plus défavorables (très éloignés). [2]

#### **❖ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :**

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie en stockant les eaux pendant les heures creuses et en les distribuant pendant les heures de pointe.

#### **❖ Utilité pour briser la charge :**

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

#### **❖ Stockage de la réserve d'incendie : [2]**

On peut avoir deux cas :

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

-la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'alimentation.

### **IV.2.Emplacement des réservoirs :**

Le site du réservoir doit respecter les aspects suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier soit supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.(si c'est possible).
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre de consommation importante.

### **IV.3. Type de réservoirs existant:**

- C'est un réservoir sur sol ;
- Construit en béton armé ;
- Forme circulaire ;
- Fonction stockage et alimentation ;

Ces réservoirs reçoivent l'eau à partir de l'adduction.

### **IV.4.Vérification de la capacité du réservoir:**

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante.

Cette dernière 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 situé en amont et, d'autres part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. [1]

### **IV.5.Principe de calcul :**

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

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

-Soit la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et ceux de départ du réservoir. [1]

### **IV.6. calcul du volume du réservoir R1:**

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

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau N°IV.1, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, qui est estimée à 120m<sup>3</sup>.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max j}$$

P% : représente le maximum des restes de Q<sub>maxj</sub>.

**Tableau N°IV.1 : Calcul de la capacité de réservoir**

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	3.34		3.34	9.82
1-2	0	3.24		3.24	6.48
2-3	0	3.29		3.29	3.19
3-4	0	3.19		3.19	0.00
4-5	5	3.24	1.76		1.76
5-6	5	3.39	1.61		3.37
6-7	5	3.93	1.07		4.44
7-8	5	4.53	0.47		4.91
8-9	5	5.18		0.18	4.73
9-10	5	5.03		0.03	4.70
10-11	5	4.83	0.17		4.87
11-12	5	4.58	0.42		5.29
12-13	5	4.58	0.42		5.71
13-14	5	4.53	0.47		6.18
14-15	5	4.73	0.27		6.45
15-16	5	4.68	0.32		6.77
16-17	5	4.73	0.27		7.04
17-18	5	4.43	0.57		7.61
18-19	5	4.38	0.62		8.23
19-20	5	4.28	0.72		8.95
20-21	5	4.28	0.72		9.67
21-22	5	4.18	0.82		10.49
22-23	5	3.74	1.26		11.75
23-24	5	3.69	1.31		<b>13.06</b>
total	100	100			

D'où le volume utile sera :

$$V_{cal} = \frac{13.06 * 24119.07}{100} = 3149.95m^3$$

Et le volume total du réservoir  $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

Donc

$$V_t = 3149.95 + 120 = 3269.95m^3$$

### Remarque :

La capacité de réservoir R1(en construction) est de  $5000\text{m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $3269.95\text{m}^3$ .on conclue que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération. Par conséquent, aucun autre réservoir ne sera projeté.

### IV.7.Equipements hydrauliques du réservoir :

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

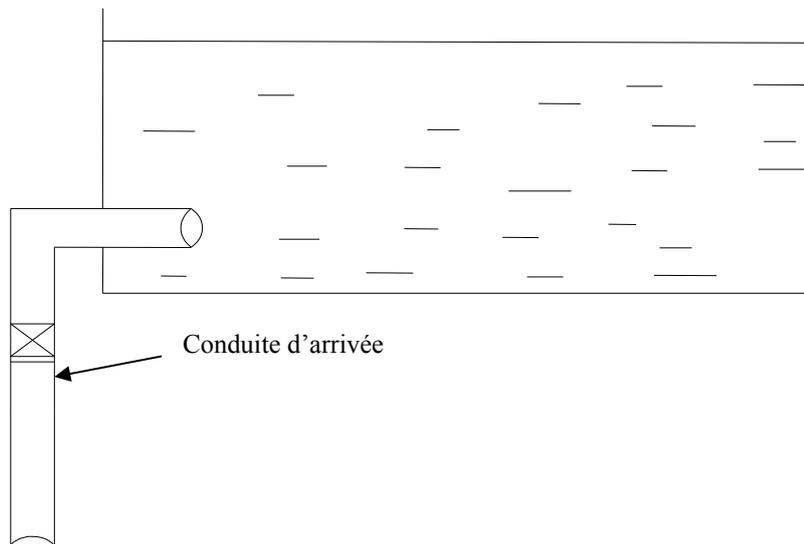
#### IV.7.1.conduite d'arrivée :

C'est la conduite provenant de la source gravitairement ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en surverse;
- arrivée par le fond ou par le bas ;
- arrivée par le haut avec conduite noyée ;

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau. [1]



**Figure IV.1. Arrivée de la conduite d'adduction par le bas**

#### IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [1]

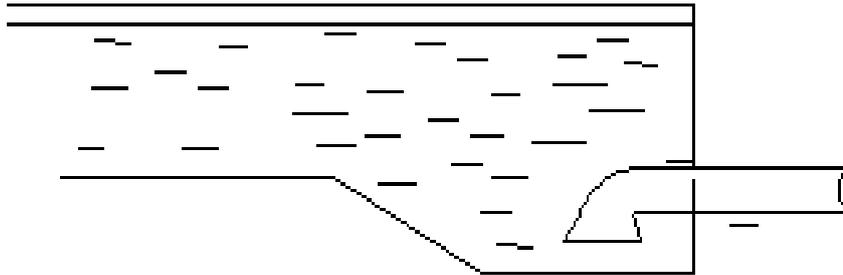


Figure IV-2. conduite de départ

#### IV.7.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau dans le réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être munie d'une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger. [1]

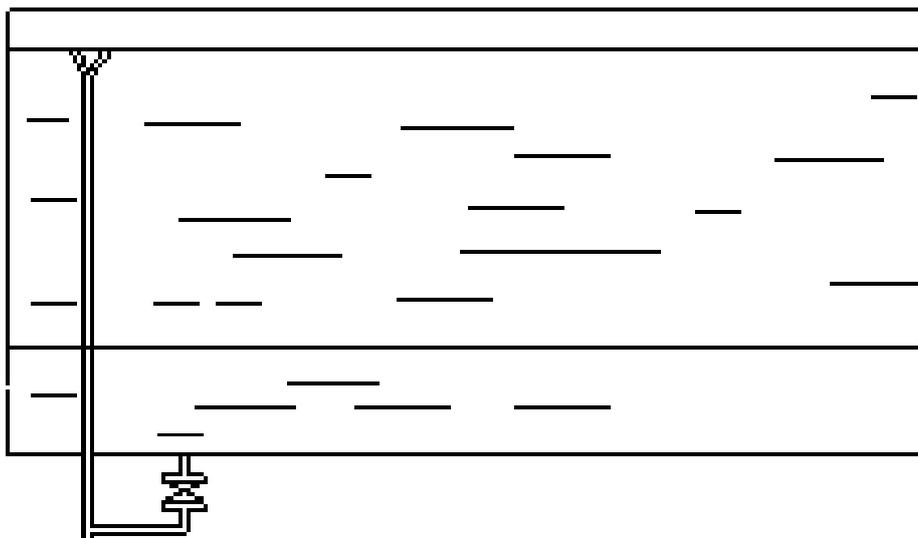


Figure IV-3. conduite de trop plein et de vidange

#### IV.7.4. Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable. [2]

#### IV.7.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge. [2]

#### IV.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. Pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectuée sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessus d'un niveau défini au préalable.

Le système de fonctionnement est le suivant (figure IV.4).

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

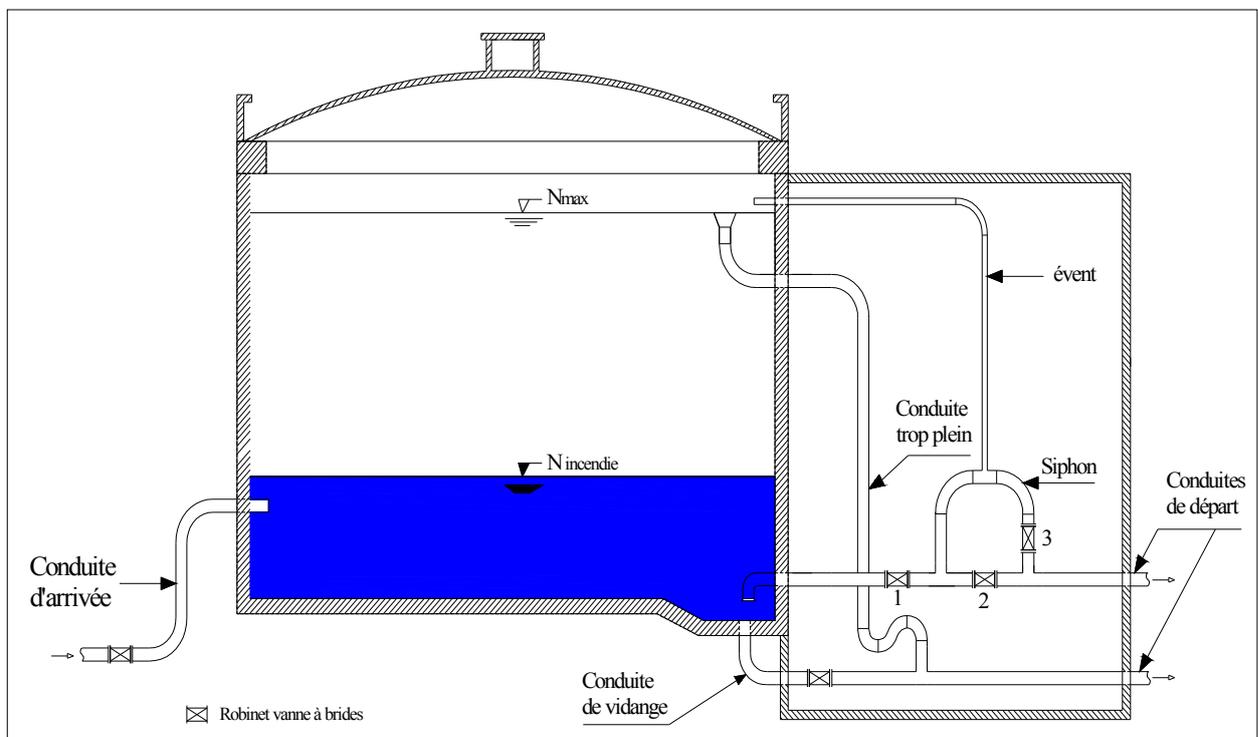


Figure IV-4 équipement de réservoir

**Conclusion :**

La détermination de la capacité du réservoir nous a permis de savoir s'il y a intérêt à projeter un réservoir, mais après la vérification du volume nous avons calculé que la ville de TAMDA ne nécessite pas la projection d'un autre réservoir.

Par suite et à partir de ces résultats nous pouvons procéder au dimensionnement du réseau de distribution.

# chapitre V

# Réseau de distribution

## **Introduction :**

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront pratiqués en vue de satisfaire la demande des consommateurs en débit et pression. 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, 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) tout au long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau. [1]

#### **V.1.2. Le Réseau étagé :**

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de 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 de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution en retour en cas de panne d'un tronçon. [1]

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).

Dans le cas de notre travail, le réseau maillé a été retenu.

## **V.2. Conception d'un réseau :**

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs :

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

## **V.3. Choix du type de matériaux :**

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture, le transport et la pose.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier qui présentent les avantages suivants :

- Elles sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Par leur élasticité, elles s'adaptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite une protection cathodique.

## **V.4. Principe du tracé du réseau maillé :**

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants.
  - 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.5. 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
- le débit spécifique à partir des débits en route
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

### V.5.1. Détermination des débits :

#### a. 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

$\sum Q_r$  : débit route global (l/s)

$Q_{cons}$  : débit consommé (l/s)

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

#### b. Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini 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. 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 (l/s)

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

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

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

### V.5.2. Calcul des débits :

#### a. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation (figure III.3) entre 8 heures et 9 heures.

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 1249.25 \text{ m}^3/\text{h} = 347.01 \text{ l/s}$$

et  $Q_{\text{conc}} = 0$  (pas de débit concentré)

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} = 347.01 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 16754.65 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{\text{spc}} = 347.01/16754.65 = 0,0207 \text{ l/s/m}$$

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

Heure de pointe (8 heures à 9 heures)	$Q_{\text{cons}}$ (l/s)	347.01
	$Q_{\text{conc}}$ (l/s)	0
	$Q_{\text{route}}$ (l/s)	347.01
	$\sum L_i$ (m)	16754.65
	$Q_{\text{spc}}$ (l/s/m)	0.021

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 N°V.2.

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

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qspec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
1	1-2	441.67	0.021	9.468	11.21
	1-9	603.90	0.021	12.95	
2	2-1	441.67	0.021	9.468	11.37
	2-3	437.74	0.021	9.384	
	2-7	181.43	0.021	3.889	
3	3-2	437.74	0.021	9.384	9.71
	3-4	467.92	0.021	10.03	
4	4-3	467.92	0.021	10.03	9.74
	4-5	227.13	0.021	4.869	
	4-16	213.65	0.021	4.58	
5	5-4	227.13	0.021	4.869	8.21
	5-6	270.26	0.021	5.793	
	5-15	268.78	0.021	5.762	
6	6-5	270.26	0.021	5.793	9.16
	6-7	196.58	0.021	4.214	
	6-11	387.90	0.021	8.315	
7	7-2	181.43	0.021	3.889	7.91
	7-6	196.58	0.021	4.214	
	7-8	359.60	0.021	7.709	
8	8-7	359.60	0.021	7.709	8.73
	8-9	298.03	0.021	6.389	
	8-10	157.05	0.021	3.367	
9	9-1	603.90	0.021	12.95	20.10
	9-8	298.03	0.021	6.389	
	9-12	973.80	0.021	20.87	

Suite du tableau N°V.2 : calcul des débits aux nœuds : cas de pointe

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qspec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
10	10-8	157.05	0.021	3.367	7.71
	10-11	410.36	0.021	8.797	
	10-12	152.36	0.021	3.266	
11	11-6	387.90	0.021	8.315	11.13
	11-10	410.36	0.021	8.797	
	11-13	240.22	0.021	5.149	
12	12-9	973.80	0.021	20.87	16.69
	12-10	152.36	0.021	3.266	
	12-14	431.24	0.021	9.244	
13	13-11	240.22	0.021	5.149	13.26
	13-14	246.76	0.021	5.29	
	13-15	449.79	0.021	9.642	
	13-19	300.39	0.021	6.439	
14	14-12	431.24	0.021	9.244	7.27
	14-13	246.76	0.021	5.29	
15	15-5	268.78	0.021	5.762	11.93
	15-13	449.79	0.021	9.642	
	15-18	394.77	0.021	8.462	
16	16-4	213.65	0.021	4.58	5.57
	16-17	305.57	0.021	6.55	
17	17-16	305.57	0.021	6.55	13.46
	17-18	104.61	0.021	2.242	
	17-20	474.46	0.021	10.17	
	17-21	370.89	0.021	7.951	
18	18-15	394.77	0.021	8.462	12.67
	18-17	104.61	0.021	2.242	
	18-19	682.36	0.021	14.63	

Suite du tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qspec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
19	19-13	300.39	0.021	6.439	10.53
	19-18	682.36	0.021	14.63	
20	20-17	474.46	0.021	10.17	9.07
	20-21	371.87	0.021	7.972	
21	21-17	370.89	0.021	7.951	7.96
	21-20	371.87	0.021	7.972	
22	22-23	222.42	0.021	4.768	14.69
	22-28	636.60	0.021	13.65	
	22-31	511.48	0.021	10.96	
23	23-22	222.42	0.021	4.768	9.09
	23-24	288.00	0.021	6.174	
	23-25	337.98	0.021	7.245	
24	24-23	288.00	0.021	6.174	8.17
	24-26	97.96	0.021	2.1	
	24-28	376.59	0.021	8.073	
25	25-23	337.98	0.021	7.245	7.54
	25-26	365.47	0.021	7.834	
26	26-24	97.96	0.021	2.1	13.26
	26-25	365.47	0.021	7.834	
	26-27	773.25	0.021	16.58	
27	27-26	773.25	0.021	16.58	18.48
	27-29	221.23	0.021	4.742	
	27-33	729.77	0.021	15.64	
28	28-22	636.60	0.021	13.65	13.57
	28-24	376.59	0.021	8.073	
	28-29	253.18	0.021	5.427	

Suite du tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qspec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
29	29-27	221.23	0.021	4.742	7.32
	29-28	253.18	0.021	5.427	
	29-30	208.42	0.021	4.468	
30	30-29	208.42	0.021	4.468	9.20
	30-31	310.34	0.021	6.653	
	30-33	339.60	0.021	7.28	
31	31-22	511.48	0.021	10.96	12.31
	31-30	310.34	0.021	6.653	
	31-32	326.40	0.021	6.997	
32	32-31	326.40	0.021	6.997	7.09
	32-33	334.87	0.021	7.178	
33	33-27	729.77	0.021	15.64	15.05
	33-30	339.60	0.021	7.28	
	33-32	334.87	0.021	7.178	

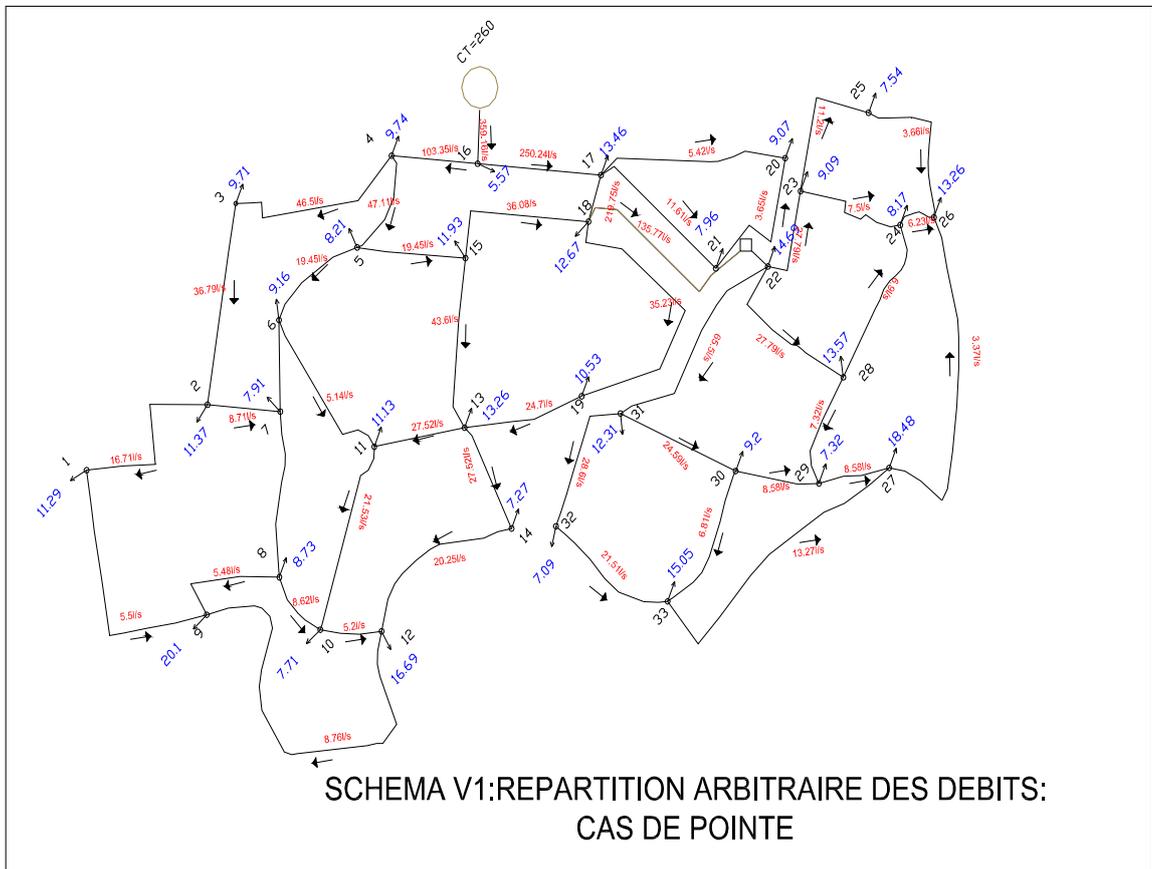
#### b. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N°19.

Donc :  $Q_{\text{noeud } 19} = 10.53 + 17 = 27.53 \text{ l/s}$

#### V.5.3. 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.





#### V.5.4.Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement:

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°2) et avec la formule de

$$\text{continuité nous déterminons la vitesse: } V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Les résultats de calcul sont rassemblés dans le tableau N°V.3 :

Tableau N°V.3 : calcul des diamètres et des vitesses

tronçons	débit transit	diamètres	vitesses
	(l/s)	(mm)	(m/s)
N1-N2	16.71	150	0.95
N1-N9	5.5	100	0.70
N2-N3	36.79	200	1.17
N2-N7	8.71	100	1.11
N3-N4	46.5	250	0.95
N4-N5	47.11	200	1.50
N4-N16	103.35	350	1.07
N5-N6	19.45	150	1.10
N5-N15	19.45	150	1.10
N6-N7	5.15	75	1.17
N6-N11	5.14	75	1.16
N7-N8	5.95	100	0.76
N8-N9	5.84	100	0.74
N8-N10	8.62	100	1.10
N9-N12	8.76	100	1.12
N10-N11	21.53	150	1.22
N10-N12	5.2	100	0.66
N11-N13	27.52	200	0.88
N12-N14	20.25	150	1.15
N13-N14	27.25	200	0.87
N13-N15	43.6	250	0.89
N13-N19	24.7	200	0.79

Suite du tableau N°V.3 : calcul des diamètres et des vitesses

tronçons	débit transit	diamètres	vitesses
	(l/s)	(mm)	(m/s)
N15-N18	36.08	200	1.15
N16-N17	250.24	500	1.28
N17-N18	219.75	500	1.12
N17-N20	5.42	100	0.69
N17-N21	11.61	125	0.95
N18-N19	35.23	200	1.12
N20-N21	3.65	75	0.83
N22-N23	27.79	200	0.89
N22-N28	27.79	200	0.89
N22-N31	65.5	250	1.34
N23-N24	7.5	100	0.96
N23-N25	11.2	125	0.91
N24-N26	6.23	100	0.79
N24-N28	6.9	100	0.88
N25-N26	3.66	75	0.83
N26-N27	3.37	75	0.76
N27-N29	8.58	100	1.09
N27-N33	13.27	125	1.08
N28-N29	7.32	100	0.93
N29-N30	8.58	100	1.09
N30-N31	24.59	200	0.78
N30-N33	6.81	100	0.87
N31-N32	28.6	200	0.91
N32-N33	21.51	150	1.22
R1-16	359.15	500	1.83
R2-22	135.77	350	1.41

Le tableau N°V.3 montre les diamètres avantageux déterminé à partir d'un abaque (annexe N°2) et les vitesses calculé par la formue de continuité, les diamètres utilisés varient entre 80mm et 600 mm.

## **V.6. 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 au frottement, 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.
- 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.

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, les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions par, sont portés dans le tableau N°V.4.

Tableau V.4 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/Km)
N1-N2	441.67	75	0.1	8.09	1.83	52.24
N1-N9	603.90	75	0.1	3.2	0.72	8.88
N2-N3	437.74	150	0.1	44.6	1.82	41.12
N2-N7	181.43	150	0.1	25.14	1.42	13.54
N3-N4	467.92	250	0.1	54.31	1.11	4.46
N4-N5	227.13	250	0.1	57.24	1.17	4.93
N4-N16	213.65	350	0.1	121.30	1.26	3.80
N5-N6	270.26	100	0.1	16.28	1.92	40.34
N5-N15	268.78	250	0.1	32.75	0.67	1.7
N6-N7	196.58	75	0.1	4.35	0.98	15.87
N6-N11	387.90	75	0.1	2.77	0.63	63.78
N7-N8	359.60	150	0.1	21.58	1.22	10.1
N8-N9	298.03	100	0.1	14.89	1.90	39
N8-N10	157.05	100	0.1	2.04	0.26	0.93
N9-N12	973.80	100	0.1	8.41	1.07	12.99
N10-N11	410.36	100	0.1	7.21	0.92	9.69
N10-N12	152.36	75	0.1	2.54	0.58	5.77
N11-N13	240.22	100	0.1	15.57	1.98	42.5
N12-N14	431.24	150	0.1	27.64	1.56	16.25
N13-N14	246.76	150	0.1	34.91	1.98	25.53
N13-N15	449.79	150	0.1	32.94	1.86	22.82
N13-N19	300.39	150	0.1	30.8	1.74	20.03
N15-N18	394.77	150	0.1	12.12	0.69	3.37

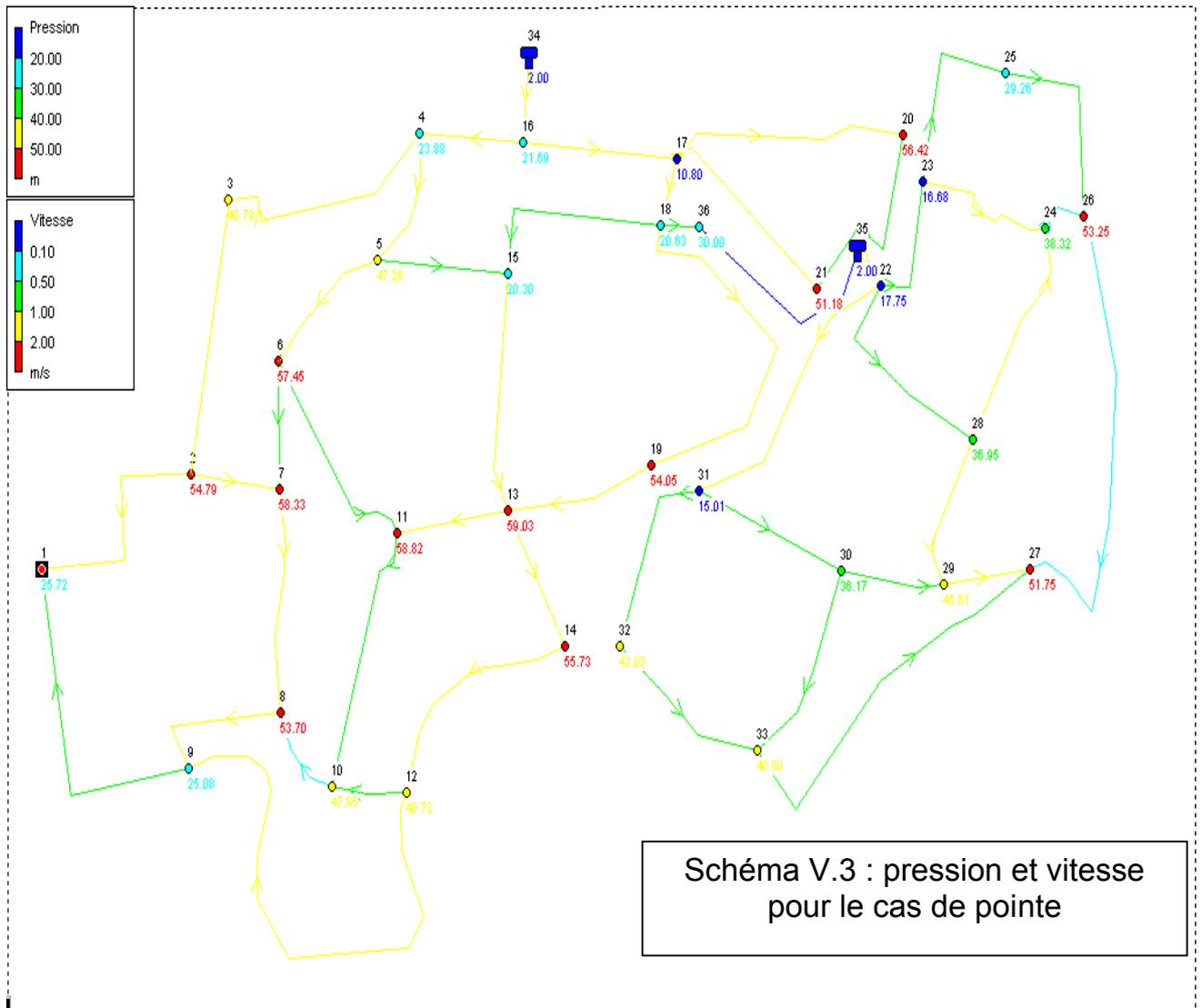
Suite : Tableau V.4 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.

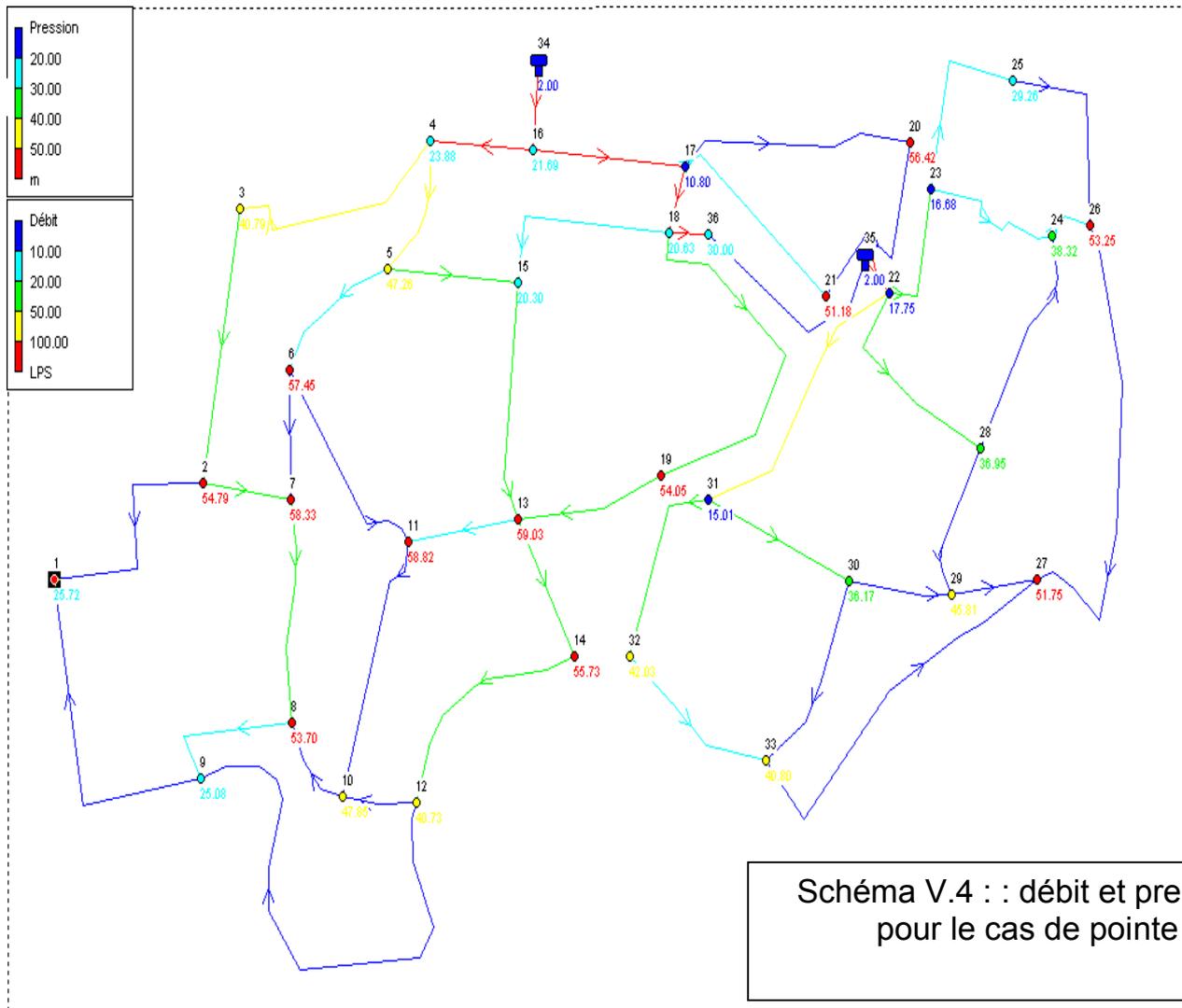
Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
N16-N17	305.57	500	0.1	232.37	1.18	2.19
N17-N18	104.61	500	0.1	201.88	1.03	1.67
N17-N20	474.46	75	0.1	5.64	1.28	26.09
N17-N21	370.89	100	0.1	11.39	1.45	23.23
N18-N19	682.36	200	0.1	41.33	1.32	8.17
N20-N21	371.87	75	0.1	3.43	0.78	10.12
N22-N23	222.42	200	0.1	31.31	1	4.8
N22-N28	636.60	200	0.1	29.94	0.95	4.41
N22-N31	511.48	250	0.1	59.84	1.22	5.37
N23-N24	282.00	100	0.1	11.1	1.41	22.1
N23-N25	337.98	125	0.1	11.12	0.91	7.16
N24-N26	97.960	200	0.1	11.09	0.35	0.68
N24-N28	376.59	100	0.1	8.17	1.04	12.29
N25-N26	356.47	75	0.1	3.58	0.81	10.98
N26-N27	773.25	75	0.1	1.41	0.32	1.95
N27-N29	221.23	100	0.1	8.7	1.11	13.86
N27-N33	729.77	125	0.1	8.37	0.68	4.18
N28-N29	253.18	100	0.1	8.2	1.04	12.38
N29-N30	208.42	100	0.1	7.82	1	11.31
N30-N31	310.34	200	0.1	23.08	0.73	2.69
N30-N33	339.60	100	0.1	6.07	0.77	6.99
N31-N32	326.40	200	0.1	24.44	0.78	3
N32-N33	334.87	150	0.1	17.35	0.98	6.66
R1-16	154.80	600	0.1	347.01	1.23	2.01
R2-18	492.09	350	0.1	135.77	1.75	3.75
R2-22	52.490	350	0.1	135.77	1.41	4.72

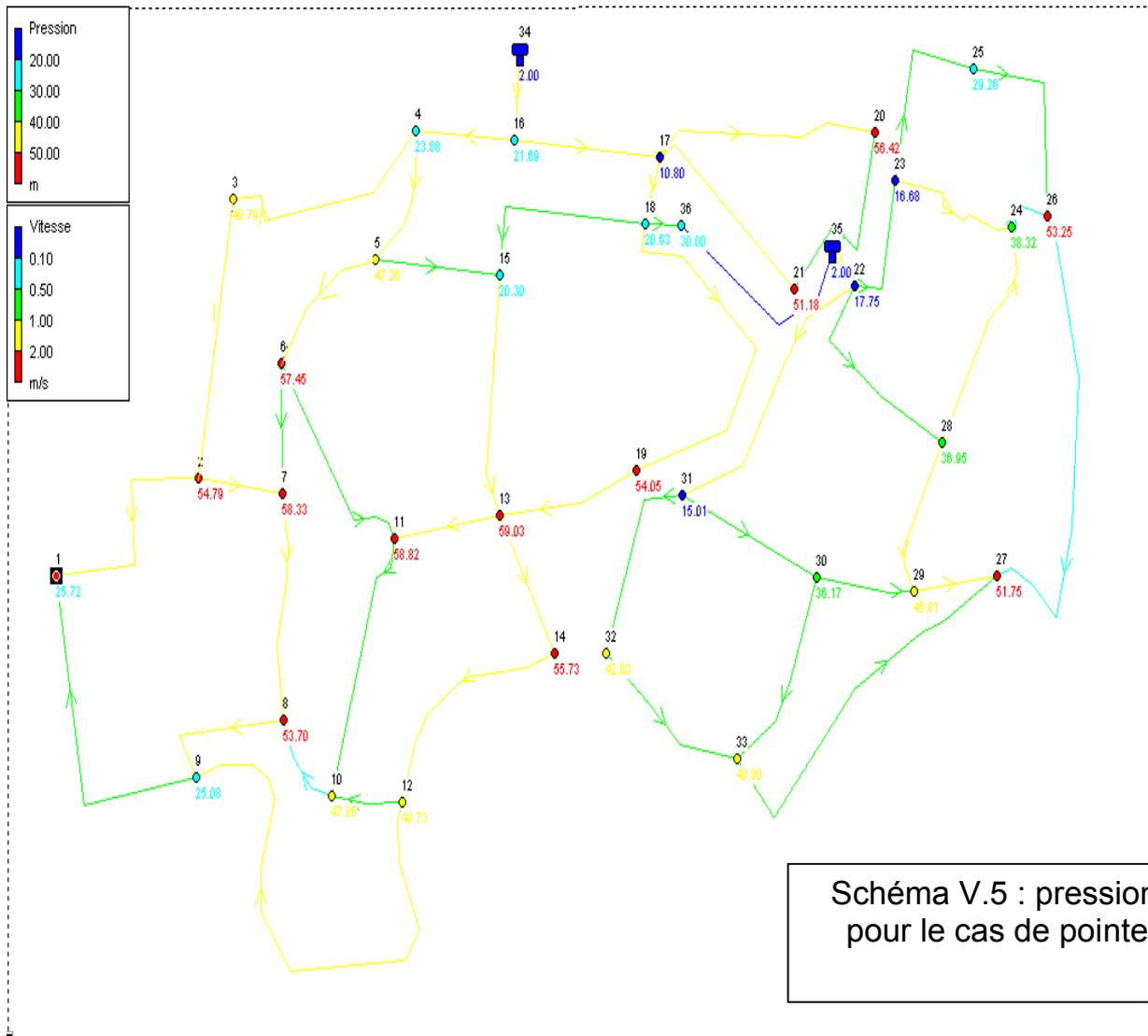
Tableau V.5 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

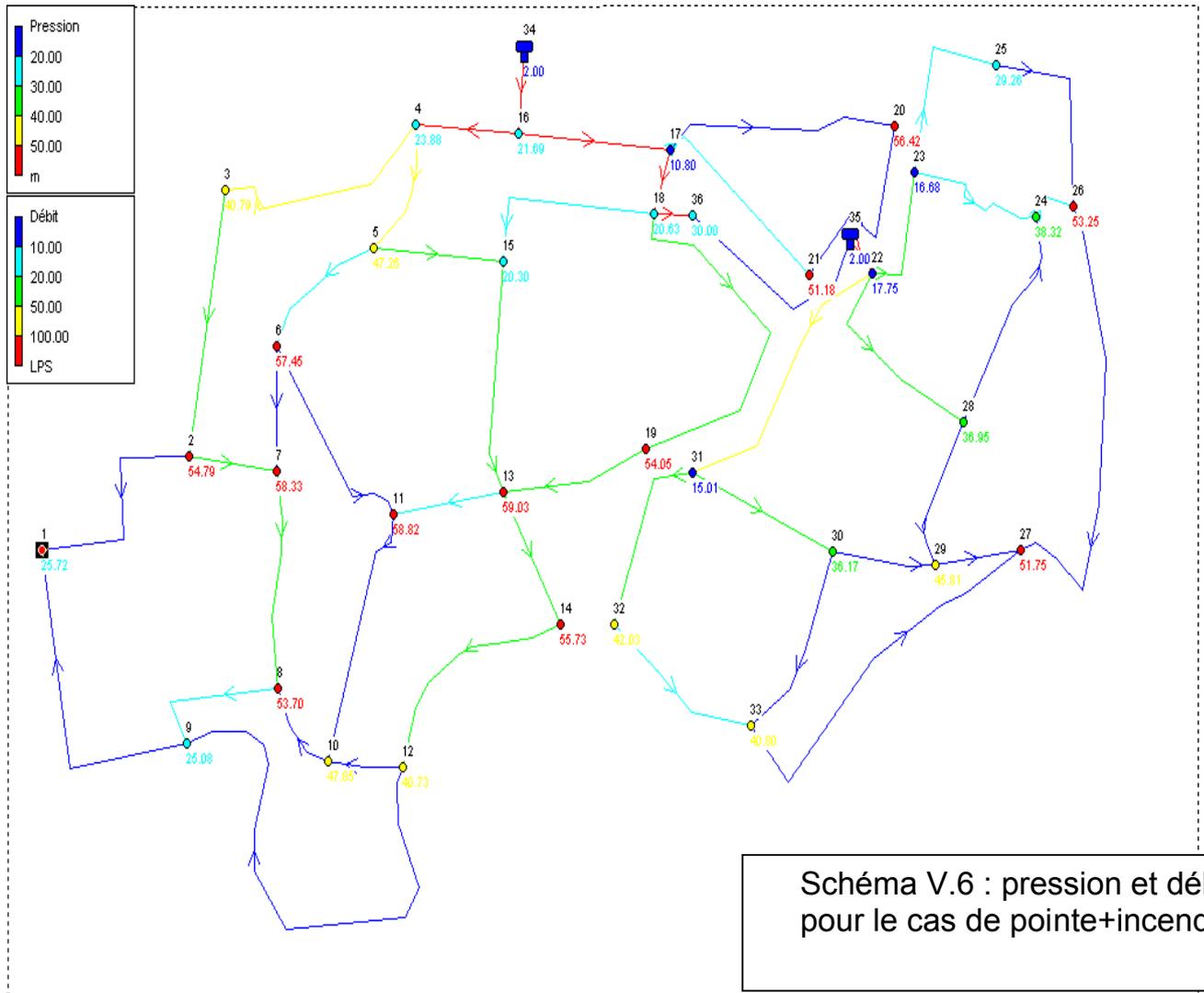
nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N1	172	11.29	197.72	25.72
N2	166	11.37	220.79	54.79
N3	198	9.71	238.79	40.79
N4	217	9.74	240.88	23.88
N5	192.5	8.21	239.76	47.26
N6	164	9.16	221.45	57.45
N7	160	7.91	218.33	58.33
N 8	161	8.73	214.7	53.7
N9	178	20.1	203.08	25.08
N10	167	7.71	214.85	47.85
N11	160	11.13	218.82	58.82
N12	175	16.69	215.73	40.73
N13	170	13.26	229.03	59.03
N14	167	7.27	222.73	55.73
N15	219	11.93	239.3	20.3
N16	244	5.57	254	10.00
N17	230	13.46	240.8	10.8
N18	220	12.67	240.63	20.63
N19	181	10.53	235.05	54.05
N20	172	9.07	228.42	56.42
N21	181	7.96	232.18	51.18
N22	160	14.69	177.75	17.75
N23	160	9.09	176.68	16.68
N24	132	8.17	170.32	38.32
N25	145	7.54	174.26	29.26
N26	117	13.26	170.25	53.25
N27	117	18.48	168.75	51.75
N28	138	13.57	174.95	36.95
N29	126	7.32	171.81	45.81
N30	138	9.2	174.17	36.17
N31	160	12.31	175.01	15.01
N32	132	7.09	174.03	42.03
N33	131	15.05	171.8	40.8

Après avoir déterminé les caractéristiques hydrauliques et géométriques réelles; nous procédons à la répartition définitive des débits le long du réseau (schéma V.3 ; V.4 ; V.5 ; V.6)









## **V.7.Équipement du réseau de distribution :**

### **V.7.1- Type de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en acier, les diamètres utilisés varient entre 75mm et 600 mm.

### **V.7.2- Appareils et accessoires du réseau :**

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

#### **V.7.2.1- Robinets vannes :**

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

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

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

#### **V.7.2.2- 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.7.2.3- Clapets :**

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

#### **V.7.2.4- 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.7.2.5- 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.7.2.6- Bouche d'arrosage :**

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

#### **V.7.2.7- 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. [1]
- 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 dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel EPANET. Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 75 mm et 600 mm et les pressions varient entre 10 m et 59m.

# chapitre VI

## Etude de la l'adduction

## **Introduction :**

L'adduction étant définie comme le transport des eaux prélevées de la conduite du barrage, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

De part leur fonctionnement les adductions peuvent être classées selon leurs écoulement :

- adduction par refoulement.
- adduction gravitaire.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'un piquage où se fait la collecte d'un débit de 335 l/s, on refoule l'eau vers le réservoir R1 de capacité 5000m<sup>3</sup> qui a son tour fait la distribution vers le réseau et le réservoir R2 de capacité 300m<sup>3</sup>.

Mais pour dimensionner cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, économique et technique.

### **VI.1- Choix du tracé (condition technique) :**

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. [3]

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 810 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

### **VI.2- Choix du type de tuyaux :**

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture, le transport et la pose.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier qui présentent les avantages suivants :

- Elles sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).

- Par leur élasticité, elles s'adaptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite une protection cathodique.

### **VI. 3- Conditions économiques :**

Du point de vue économique, la conduite de refoulement est dimensionnée en tenant compte des frais d'amortissement et ceux d'énergie.

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante et inversement.

#### **VI.3.1- Calcul du diamètre économique « Dec »**

La formule utilisée donne un diamètre calculé qui n'est pas normalisé. La question qui se pose : pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé) et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite, d'autre part les frais d'exploitation.

La première étape consisté à déterminer le diamètre de la conduite à l'aide d'une formule donnant le diamètre de l'économique approximativement.

On prend celle de BONIN.

Donc on aura :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.335} = 0.578 \text{ mm}$$

Avec : Q : le débit transitant sur la conduite en m<sup>3</sup>/s.

D<sub>ec</sub> = diamètre économique en mm.

#### **VI.3.2- Calcul technico-économique :**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>, ..., D<sub>n</sub>. Connaissant la hauteur géométrique (H<sub>g</sub>), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H<sub>mt</sub>) correspondant à chaque canalisation.

##### **VI.3.2.1- Calcul des pertes de charges :**

Le gradient de pertes de charge est déterminé à partir de la formule de DARCY-WEIZBACH :

$$j = \frac{\lambda \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

Avec :

$j$  : gradient des pertes de charge (m/m)

$V$  : vitesse en (m/s)

$g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9.81$  (m/s<sup>2</sup>)

$D$  : diamètre en (m)

$\lambda$  : coefficient de frottement.

On détermine  $\lambda$  par la formule de COLEBROOK ou par NIKURADZE.

- En régime turbulent rugueux ( $Re > 560 \frac{D}{\varepsilon}$ ), le coefficient de frottement est donné par la formule de NIKURADZE.

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

- En régime transitoire ( $10 \frac{D}{\varepsilon} \leq Re \leq 560 \frac{D}{\varepsilon}$ )

Le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

$\varepsilon$  : rugosité en (mm) ; pour l'acier on prend  $\varepsilon = 0.8$  mm

$Re$  : nombre de REYNOLDS.

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$$

$Q$  débit véhiculé en (m<sup>3</sup>/s).

$\gamma$  : viscosité cinématique de l'eau à 20°C

$$\gamma = 10^{-6} (\text{m}^2/\text{s}) [1]$$

- **les pertes de charge linéaires** : sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_L = j \cdot L.$$

- **les pertes de charge singulières** : sont estimées à 10% de pertes charges linéaires

Donc :

$$\Delta H_S = 10\% \Delta H_L = 0.10 \Delta H_L = 0.10 j \cdot L$$

Donc :

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

Avec :

$\Delta H_T$  : pertes de charges totales (m)

$\Delta H_L$  : pertes de charges linéaires (m)

$\Delta H_S$  : pertes de charges singulières (m)

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement

On a : L = 810 m

Et :

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

$$\Delta H_T = 1.10 \cdot \frac{\lambda V^2}{2g \cdot D} \cdot L = 1.10 \cdot L \cdot \frac{\lambda \cdot V^2}{2g \cdot D}$$

### VI.3.2.2- Détermination de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique ( $H_g$ ), des pertes de charges totales ( $H_T$ ) et des pertes de charges à l'aspiration ( $\Delta H_{asp}$ )

$H_g$  : égale à la différence de cote d'arrivée au réservoir et de la cote d'aspiration de la station de pompage.

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

$$H_g = C_{tp} - C_{st}$$

$C_{tp}$  : Cote de trop plein du réservoir R1 = 260m.

$C_{st}$  : Cote de plan d'eau à l'aspiration de la station de pompage = 180m.

Donc :

$$H_g = 260 - 180 = 80 \text{ m}$$

$$\boxed{H_g = 80 \text{ m}}$$

I.

II. Le tableau N° VI.1 donne la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres

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

D (mm)	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)	$H_{.M.T}$ (m)
500	1.71	0.023	5.55	6.10	80	86.10
600	1.19	0.021	2.06	2.27	80	80.27
700	0.87	0.020	0.87	0.95	80	80.95

### VI.3.2.3 Puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée est donnée par :

$$P = \frac{g \cdot QH_{mt}}{\eta} \text{ Kw}$$

Avec :

Q : débit de la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

$\eta$  : rendement de la pompe = 80%

### VI.3.2.4 Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

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

Avec

E : énergie consommée exprimée en (kw)

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

P : puissance absorbée par la pompe en kw.

### VI.3.2.5-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), ils sont donnés par:

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

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

E : Energie totale dépensée par la pompe.

Le tableau N°VI.2 donne les frais d'exploitations :

**Tableau N°VI.2 : Détermination des frais d'exploitation :**

D (mm)	H <sub>M.T</sub> (m)	P (KW)	E (KW.h)	Frais d'exploitation (Da)
500	86.10	353.69	2581962	7745886.00
600	80.27	329.74	2407132	7221397.00
700	80.95	332.54	2427524	7282572.00

### VI.3.2.6- Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera estimé sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

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

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

n : nombre d'année d'amortissement (n=30ans)

D'où 
$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08$$

**A = 0.09**

**VI.3.2.7- Frais d'amortissement :**

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

Avec :

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

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

Le tableau N°VI.3 représente le calcul des frais d'amortissement :

**Tableau N° VI.3 : Détermination du montant d'amortissement :**

D (mm)	Prix du ml ((Da)	L (m)	Prix de la conduite(Da)	A	Montants d'amortissement(Da)
500	20000,00	810	16200000.00	0.09	1458000.00
600	28000,00	810	22680000.00	0.09	2041200.00
700	37000,00	810	29970000.00	0.09	2697300.00

**VI.3.2.8- Bilan (prix total) :**

$$P_t = F_e + F_a \quad (\text{Da})$$

**Tableau VI.4 : Détermination du prix total. (Bilan) :**

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation(Da)	Frais d'amortissement(Da)	Prix total (Da)
500	7745886.00	1458000.00	9203886.00
600	7221397.00	2041200.00	9262597.00
700	7282572.00	2697300.00	9979872.00

**Conclusion :**

Le diamètre économique de la conduite d'adduction par refoulement est :

$$\text{Dec} = 500 \text{ mm.}$$

#### VI.4. Choix des pompes :

On utilise le logiciel ``caprari'' pour dimensionner la station de pompage. Les données à introduire sont celles du tableau N° VI. 5 :

Tableau N° VI. 5 : Caractéristiques de la station de pompage SP :

Stations	Côte Départ	Côte d'arrivée	Diamètre Conduite	Longueur Conduite	Débit	HMT
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(l/s)	(m)
SP	180	260	500	810	335	86.10

##### VI.4.1. Critère de choix du nombre de pompe

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

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

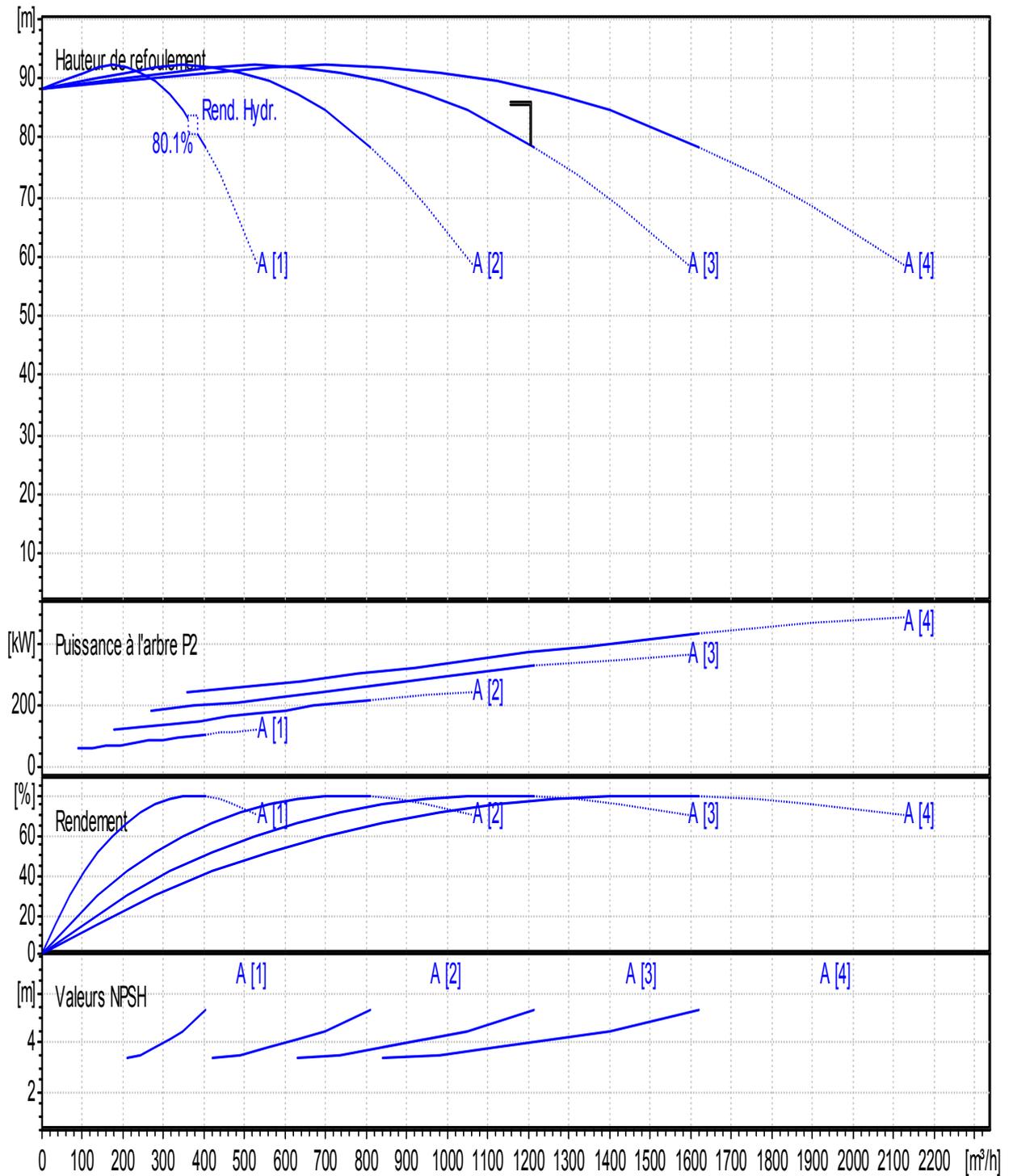
Pour le choix des pompes il faut baser sur les critères suivants :

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

##### VI.4.2. Déterminations du nombre de pompe

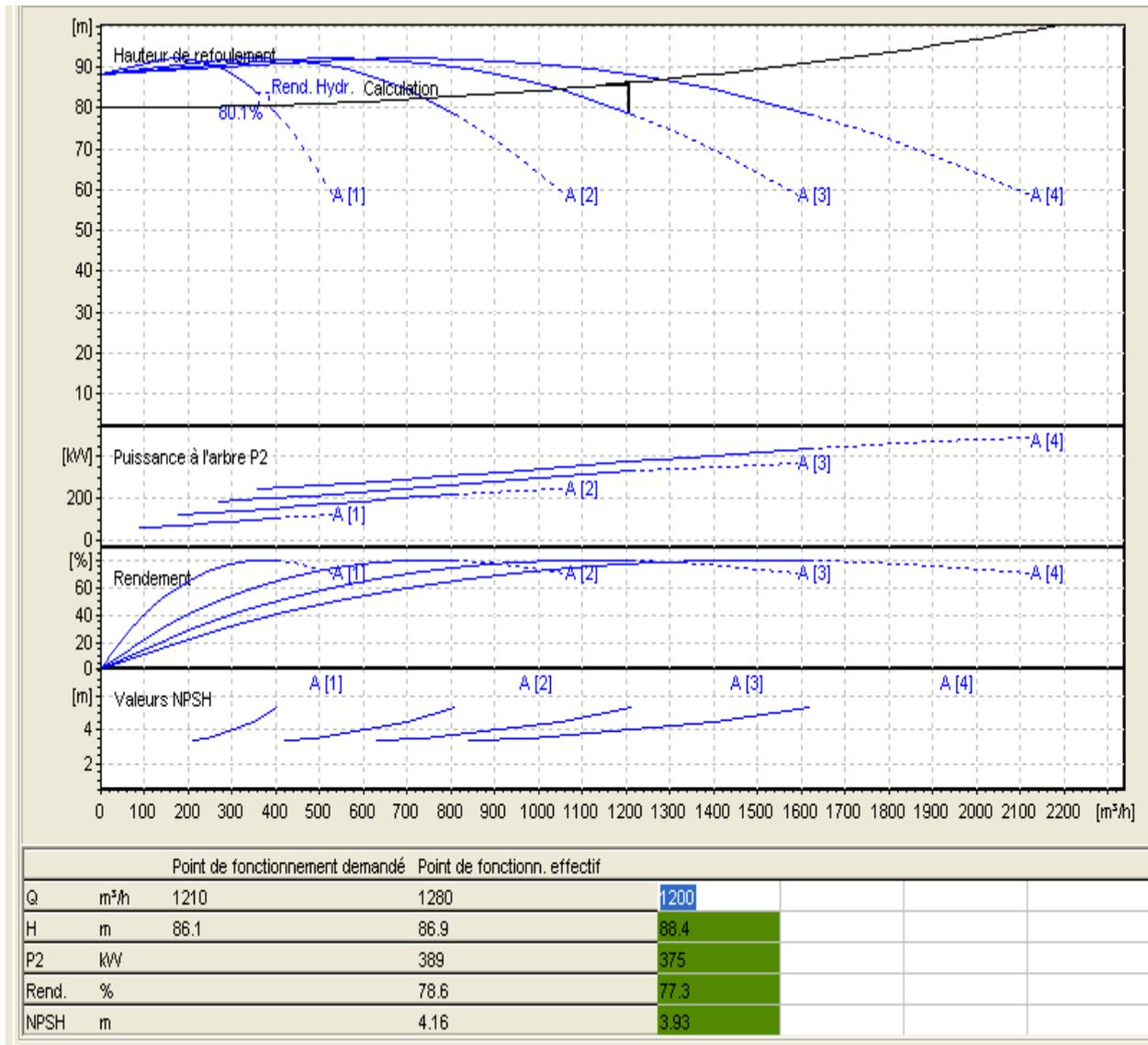
D'après le logiciel des pompes **caprari** on a essayé de trouver le nombre de pompe le plus faible et qui donne un rendement meilleur, on a travaillé avec une, deux, trois pompe, et on a trouvé le meilleur choix 4 pompe identiques en parallèle qui assure un débit **Q=1206m<sup>3</sup>/h** avec une hauteur manométrique totale **HMT=86.10m** et une pompe de secours, pour le type de pompe on a choisi les pompes à axe horizontal monocellulaires.

**VI.4.3. Détermination de la courbe H en fonction de Q (par le logiciel caprari) :**



**Figure VI.1. Les courbes caractéristiques de la pompe**

#### VI.4.4. Point de fonctionnement de la station



**Figure VI.2 .point de fonctionnement de la station SP**

Les caractéristiques de la pompe d'après le logiciel caprari après l'optimisation c'est-à-dire après le réglage :

- Débit  $Q=320\text{m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale  $HMT=86.9\text{m}$
- Le rendement  $\eta = 78.6\%$
- La puissance  $P=97.2\text{ kW}$
- $NPSH_r=4.16\text{m}$
- La vitesse de rotation  $N=2900\text{ tr/min}$

## Type de la pompe : MEC-AZRBH 2/125A

### Pompe

- Centrifuge monocanal à axe horizontal
- Palier de base à roulements à bain d'huile
- Corps extérieur : en fonte
- Roue : en bronze
- Arbre : en acier inox protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

### Données techniques / Caractéristiques

#### Données techniques / Caractéristiques

- Q : 320.7 m<sup>3</sup>/h
- H : 86.9 m
- n. poles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur P2 : 110 kW
- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement : DN125 16 bar
- Raccord d'aspiration : DN150 16 bar

### Remarque :

-les pompes centrifuges à axe horizontal monocellulaires sont installées en charge pour refouler l'eau vers le réservoir projeté.

-Après qu'on a tracé les courbes caractéristiques de la pompe on voit que le débit au point de fonctionnement est différent à celui demandé,

QB : débit de point de fonctionnement = **355.56 m<sup>3</sup>/s**

Qd : débit demandé = **335 m<sup>3</sup>/s**

QB > Qd

Donc nous serons obligés de proposer un mode de réglage.

### VI.5. Modes de réglage du débit :

C'est un procédé qu'on fait pour équilibrer le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau, on distingue plusieurs types de mode de réglage comme :

**1-Réglage qualitatif** : Il consiste à varier la vitesse de rotation de la pompe si cela est possible (un moteur à vitesse variable), jusqu'à atteindre le débit demandé.

**2-Réglage quantitatif (Vannage) :** C'est le changement directe du débit à l'aide du robinet vanne de refoulement.

**3-Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..) ou augmenter la longueur de la conduite...

**4-Diminution des heures de pompage :** Si la pompe refoule dans un réservoir.

**5-Changement de la pompe.**

### Remarque

Le réglage qualitatif et le réglage quantitatif sont les deux procédés les plus utilisés par les gestionnaires des stations de pompage

Pour les deux cas ( $Q_p > Q_d$  et  $Q_p < Q_d$ ) on doit procéder de tel façon à avoir  $Q_p \cong Q_d$

Pour notre cas la pompe P qui tourne avec  $n = 2900$  tr/min donne un débit  $Q_p = 355.56 \text{ m}^3/\text{h}$  et le débit demandé c'est  $q = 335 \text{ m}^3/\text{h}$ , la vitesse de rotation optimale se calcule avec la formule suivante :

On a  $Q > q$

$$Q = \lambda^3 K_i q \quad \text{avec: } K_i = n/n_i$$

$$H = \lambda^2 \cdot K_i^2 \cdot h \quad \lambda = 1$$

$$\frac{Q}{q} = \frac{n}{n_d} \Rightarrow n_d = n \times \frac{q}{Q_p} = 2900 \times \frac{335}{355.56} = 2732 \text{ tr / min} \quad \text{Donc notre pompe doit tourner}$$

Avec une vitesse  $n_d = 2732$  tr/min

### VI.6. Etude de la cavitation:

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de la tension du vapeur est atteinte.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense de gaz ou de vapeur dans le liquide en écoulement dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs violents accompagnés des dimensions brutales de la hauteur créée et du rendement, pour éviter tous risques de la cavitation, la condition suivante doit être respectée.

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$(NPSH)_d$  : charge net d'aspiration disponible (Net Positive Section Head).

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{W} - (H_{asp} + J_{asp} + H_v)$$

$\frac{P_0}{W}$  : Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration (m) ;

$H_{asp}$  : Hauteur d'aspiration (m) ;

$J_{asp}$  : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

$H_v$  : tension de vapeur (m).

Dans le  $(NPSH)_d$  s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

$(NPSH)_r$  : charge absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

Le  $(NPSH)_r$  est une courbe expérimentale donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît que lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de la zone d'intersection des courbes  $(NPSH)_r$  et  $(NPSH)_d$

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

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

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

Donc :

La longueur d'aspiration  $L_{aps} = 2,5$  m

En pose : la perte de charge linière = 2m dans un 1Km donc :

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{2 * 2,5}{1000} = 0,005 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,1 * \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,1 * 0,005 = 0,0005 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,005 + 0,0005 = 0,0055 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.d.a^2} = \frac{4 * 0,093}{3,14 * 0,150^2} = 5.27 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{(5.27)^2}{2.9,81} = 1.42 \text{ m}$$

$$\frac{Pv}{\varpi} = 0,24 \text{ à } 20^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,24 - 0,0055 - 1.42 - 4,16 - 0,5 = 4,00 \text{ m}$$

Par conséquent :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,24 - 0,0055 - 1.42 - 4,00 = 4.66 \text{ m}$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 4.66m > (NPSH)_r=4, 16$$

### **VI.7. choix du moteur électrique:**

Le type de moteur que donne le logiciel « caprari ».

#### **- Caractéristiques de moteur :**

Fréquence : 50Hz

Tension nominale : 400V

Vitesse nominale : 2950 tr/min

Nombre de pôles : 2

Puissance nominale P2 : 100KW

Courant nominale : A

Type de moteur : 3~

Classe d'isolation : F

Degré de protection : IP55

### **Conclusion :**

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre DN=500 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir R1 de stockage 5000m<sup>3</sup> avec une hauteur manométrique  $H_{MT}=86.10m$ .

A la fin de ce chapitre on a déterminé le type et le point de fonctionnement des pompes par le logiciel « caprari » et on a équilibrer le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau avec un mode de réglage qualitatif.

# chapitre VIII

## Protection des conduites contre le coup de belier

## **Introduction :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

### **VII-1- Causes du coup de bélier [5] :**

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

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

### **VII-2- Risques dûs aux coups de bélier :**

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

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

#### **a) Cas de la surpression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou

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

#### **b) Cas de dépression :**

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

#### **c) Fatigue de la canalisation :**

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

### **VII.3. 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<sup>ière</sup> 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<sup>ème</sup> 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<sup>ème</sup> 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 (1/c) ce qui fait (3l/c) depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

### **4<sup>ème</sup> 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 (1/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.4. Moyen de protection contre le coup de bélier :**

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

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier dans le cas de refoulement:

**a) Cheminée d'équilibre :** A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

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

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

**d) Réservoirs d'air :** L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une

capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

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.

#### **VII.5. Dimensionnement du réservoir d'air :**

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

##### **✓ Méthode de VIBERT :**

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

##### **✓ Méthode de BERGERON :**

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

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier 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.

#### **a) 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 :**

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

- **La dépression:**

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

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

$g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m<sup>2</sup>/s)

$c$ : Célérité en [m/s].

$H_g$  : la hauteur géométrique[m]

**b) Détermination de la célérité d'onde :**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}}$$

Avec :

$k$  : Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2.07 \cdot 10^9$  à 20° c.

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

$E$  : Coefficient de l'élasticité de la conduite ;  $E = 1.2 \cdot 10^9$

$D$  : diamètre de la conduite (500mm)

$e$  : Epaisseur de la conduite (mm), on prend dans notre cas  $e = 9,6 \text{ mm}$

$(K/\rho)^{1/2}$  : Célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left(1 + \frac{kD}{Ee}\right)^{1/2}$  : Contribution de l'élasticité de la conduite.

**c) Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent :**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

$Q$ :le débit refoulé et  $D$  : diamètre de refoulement

Voici tous les caractéristiques de la conduite de refoulement

- Longueur :  $L = 810 \text{ m}$
- Diamètre :  $D = 500 \text{ mm}$
- Hauteur géométrique :  $H_g = 80 \text{ m}$
- Débit refoulé :  $Q = 0.335 \text{ m}^3/\text{s}$

### Application numérique :

Après calcul on trouve  $c=150.95 \text{ m/s}$  et  $V_0=1.71\text{m/s}$

$$H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} = \frac{150.95 * 1.71}{9,81} = \pm 26.31 \text{ m}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max} = 80+26.31=106.31 \text{ m} \quad H_s = 106.31 \text{ m}$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max} = 80-26.31=53.69 \text{ m} \quad H_d = 53.69 \text{ m}$$

### Remarque :

Si la valeur de la dépression est inférieure à 1 bar il y aura un risque de cavitation, c'est à dire la formation d'une poche d'air, qui peut engendrer des conséquences fatales.

Ce n'est pas le cas dans notre étude, la valeur de la dépression est bien supérieure à 1 bar.

### d) Calcul de la capacité de réservoir d'air :

$$H_g + \frac{c.V_0}{g} = 80+26.31=106.31 \text{ m}$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 106.31 + 10 = 116.31 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 90 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.71^2}{9.81 * 2} = 0,15 \text{ m}$$

D'où :  $h_0/Z_0 = 0,15/90 = 1.61 * 10^{-3}$

$$Z_{\max}/Z_0 = 116.31/90 = 1.29$$

On a les valeurs de  $(h_0/Z_0)$  et  $(Z_{\max}/Z_0)$  on peut tirer la valeur de  $(U_0/L.S)$  à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe N°2)

$$\text{Donc } U_0/L.S = 4.3 * 10^{-2}$$

$$Z_{\min}/Z_0 = 0.85$$

**Application:**

$$U_0 = 4.3 \cdot 10^{-2} \cdot L \cdot S = 4.3 \cdot 10^{-2} \cdot 810 \cdot (0,335/1.71) = 6.823 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 6823 \text{ litres d'air.}$$

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

$$U_{\max} = U_0 \cdot (Z_0/Z_{\min}) = 6823 \cdot 1.18 = 8027 \text{ litres}$$

**$U_{\max} = 8000 \text{ litres d'air}$**

**VII.6 Encombrement du réservoir d'air [6]**

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

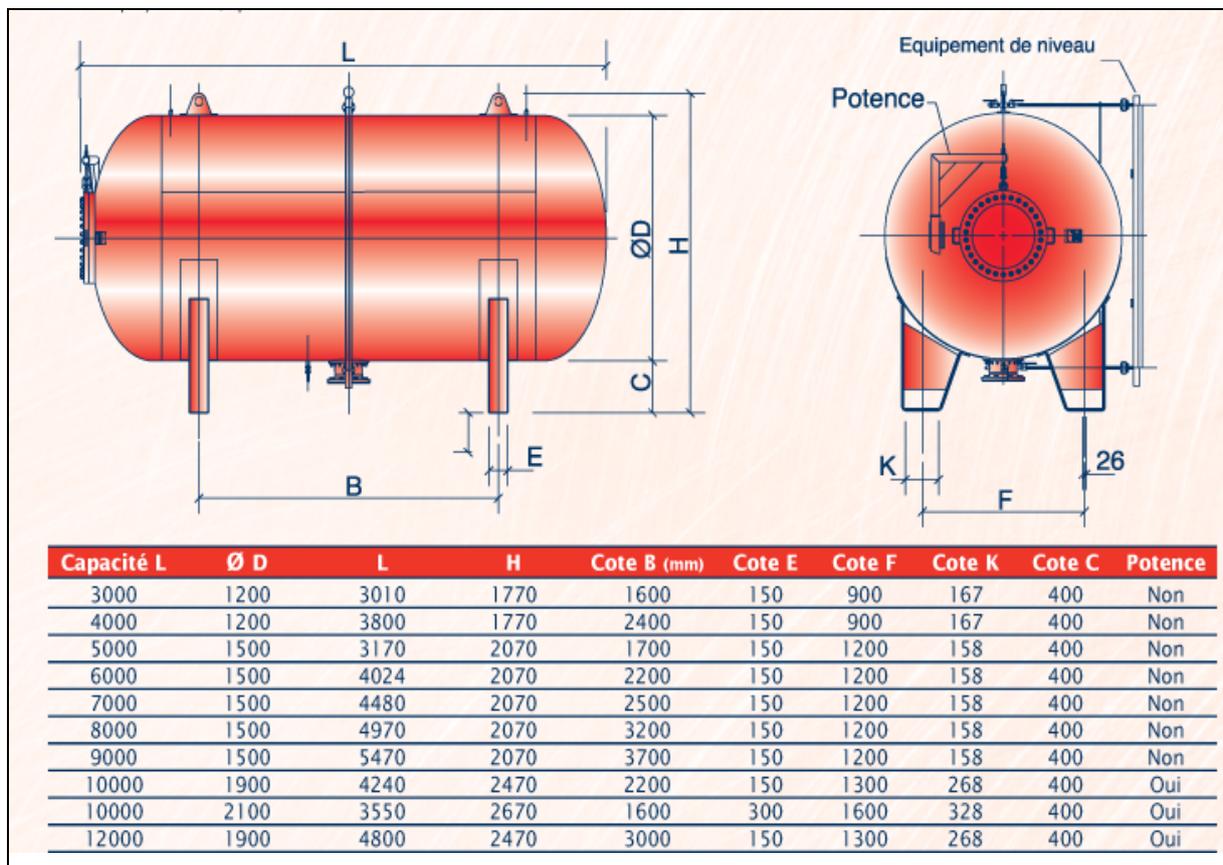


Figure VII-1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

### VII.7. Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

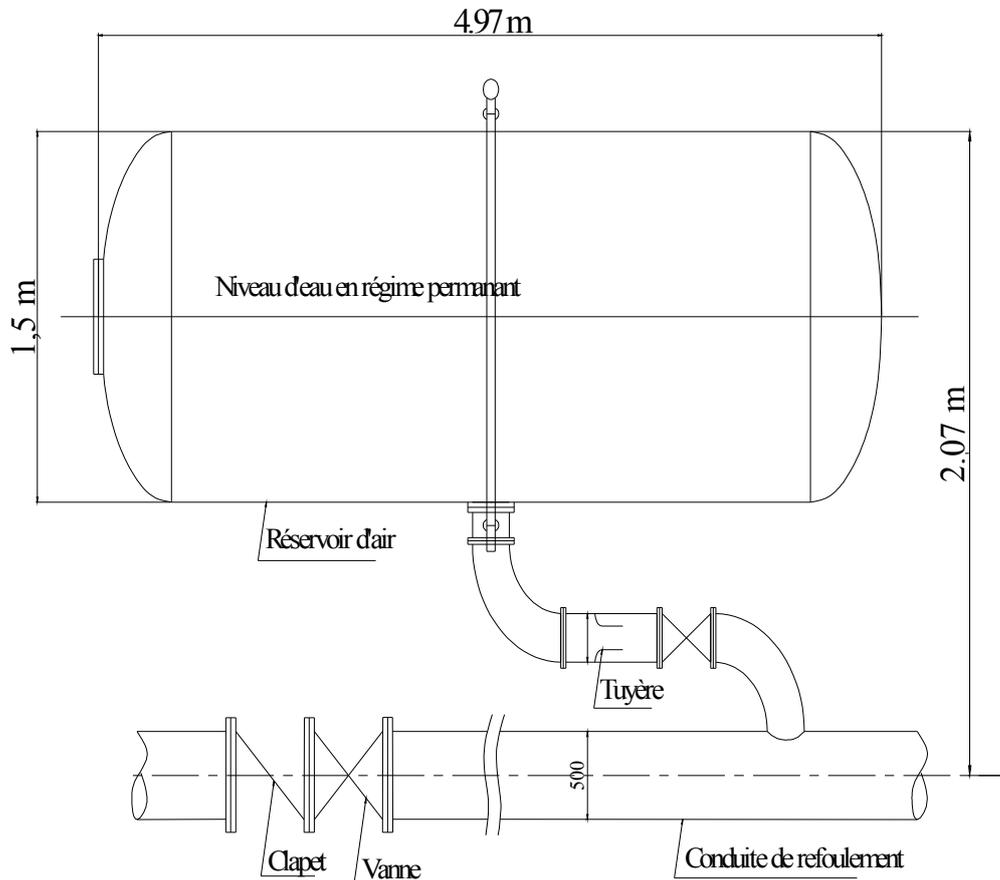


Figure VII-2: Schéma d'installation du réservoir d'air

#### Conclusion :

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage SP, d'un réservoir d'air avec potence ayant les caractéristiques principales suivantes :

- Volume total :  $U_T = 8000$  litres ;
- Diamètre intérieur :  $\varnothing D = 1500$  mm ;
- Longueur :  $L = 4970$  mm ;
- Hauteur :  $H = 2070$  mm.

# chapitre VIII

## Organisation de travail et protection et sécurité du travail

### **VIII.1. Organisation de travail :**

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.1.1.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 sont 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.1.2.Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

##### **VIII.1.2.1.Enlèvement de la couche végétale :**

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

##### **VIII.1.2.2.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 eaux 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 «  $b$  »

❖ **La profondeur ( $H_{tr}$ ) :**

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.

On prend :  $h=1$  m.

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

D'où :  $H_{tr} = 1,15 + D$  (m).

❖ **Largeur de la tranchée :**

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

$b = D + 0,6$  m.

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

**VIII.1.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :**

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.



Figure VIII.1 : Pelle mécanique

#### **VIII.1.2.3.1. Pelle équipée en rétro :**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

#### **VIII.1.2.3.2. Pelle équipée en butée :**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

**Tableau N° VIII.1: Calcul du volume à excaver**

D (mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m2)	v(m3)
75	3758.46	0.675	1.225	0.827	3107.777
100	4401.63	0.7	1.25	0.875	3851.426
125	1067.75	0.725	1.275	0.924	987.0014
150	3136.32	0.75	1.30	0.975	3057.912
200	1949.68	0.8	1.35	1.08	2105.654
250	1475.31	0.85	1.40	1.19	1755.619
350	213.65	0.95	1.50	1.425	304.4513
500	1220.18	1.1	1.65	1.815	2208.52
600	154.80	1.2	1.75	2.1	325.08
volume total					17703.4407

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **17703.44 m<sup>3</sup>**.

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

**Tableau N° VIII .2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement**

volume du terrassement par une pelle (m <sup>3</sup> )	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m<sup>3</sup> et inférieur à 20000 m<sup>3</sup>, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,65 m<sup>3</sup>.

**VIII.1.2.3.3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

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

Avec : q : capacité du gobet 0,65 m<sup>3</sup>.

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du gobet K<sub>r</sub> = 0,8 - 0,9 on prend K<sub>r</sub> = 0,8

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur: K<sub>t</sub> = 0,7- 0,9 prenons K<sub>t</sub> = 0,8

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub> = 1,2.

T<sub>c</sub> : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T<sub>c</sub> = (15-30) s, on prend

T<sub>c</sub> = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 0,65 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 62,40 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R<sub>p</sub>=500 m<sup>3</sup>/j.

#### **VIII.1.2.3.4. La durée d'excavation :**

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m<sup>3</sup>) et R<sub>p</sub> : capacité du godet en jour (m<sup>3</sup>/jour)

AN : 
$$T = \frac{17703.44}{500} = 35.5 \text{ jours}$$

#### **VIII.1.2.3.5. Aménagement du lit de pose des conduites :**

Avant la pose des conduites, on procédera 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.1.3. 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 correcte

#### **VIII.1.4. 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.1.5. 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.2.protection et sécurité du travail :**

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

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

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

### **VIII.2.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :**

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

#### **VIII.2.1.1.Facteurs humains :**

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

#### **VIII.2.1.2.Facteurs matériels :**

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

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

#### **VIII.2.2.Liste des conditions dangereuses :**

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [4]

#### **VIII.2.3.Liste des actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller. [4]

## **VIII.2.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**

### **VIII.2.4.1.Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.) [4]

### **VIII.2.4.2.Autre protections :**

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

### **VIII.2.4.3.Protection collective :**

#### **VIII.2.4.3.1.Equipement de mise en œuvre du béton :**

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

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

#### **VIII.2.4.3.2.Engin de levage :**

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

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

#### **VIII.2.4.3.3.Appareillage électrique :**

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

**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.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

# chapitre IX

## Proposition d'un mode de gestion

## **Introduction :**

La mise en œuvre d'une gestion technique efficace des installations de protection et de distribution d'eau est un enjeu majeur pour les collectivités locales comme pour les individuels elle passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

La gestion est définie comme étant une politique, permettant de gérer bien dans un état spécifié, ou en mesure d'assurer un service déterminé. Donc gérer, c'est veiller aux opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel, d'assurer la continuité de la production et entretenir les ouvrages et les équipements; bien gérer c'est assurer une opération au coût global minimum.

### **IX.1. But de la gestion:**

La gestion du réseau d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

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

### **IX. 2. Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux d'eau potable :**

Au cours de cette dernière décennie, les méthodes de détections des fuites d'eau ont été passablement modifiées, d'une part grâce à l'apparition de nouveaux appareils et, d'autre part, par le choix des techniques qui réduisent la part de travail de nuit qui entraînait des frais élevés du personnel.

Parmi les méthodes de détection nous avons:

#### **IX.2.1. L'écoute des bruits de fuite :**

L'écoute des bruits de fuite a toujours été une méthode importante de localisation. Mais le bruit d'une fuite peut être difficile à discerner par exemple pour les raisons suivantes :

- 1 - la distance jusqu'à un point d'écoute accessible, le robinet vanne le plus proche, étant trop grande.
- 2 - le matériau dont est fait la canalisation atténue le bruit de fuite, ce qui est particulièrement valable pour les tuyaux en amiante-ciment.
- 3 - les bruits de la circulation couvrant le bruit de fuite.

Un terrain d'instruction pourvu de fuites artificielles est un moyen remarquable, pour s'entraîner à cette méthode d'écoute, qui est encore aujourd'hui largement employée. En

parallèle, d'autres méthodes basées sur des appareils électroniques qui sont utilisés largement aux pays développés pour localiser les fuites dans le réseau

### **IX .3.Importance de l'entretien et de la maintenance :**

Pour la qualité du service et son coût pour l'utilisateur, le poids d'un entretien est d'une maintenance efficace et considérable. Le coût de cette partie, face aux charges d'amortissement et de financement, peut varier de 25% à plus de 50% selon la durabilité des ouvrages, la nature des matériaux, et les conditions du financement.

L'expérience du gérant permet de limiter les coûts, tout en maintenant l'efficacité et la sécurité à la desserte.

#### **IX. 3.1. Maintenance :**

La maintenance est un ensemble de mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évaluer l'état réel des dispositifs techniques, d'un système d'alimentation en eau potable: en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

#### **IX. 3. 2. La Maintenance Préventive :**

La maintenance préventive est une programmation pour les opérations qui sont susceptibles de se produire au fil du temps.

#### **IX. 3. 3. Maintenances curatives :**

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation, à la suite d'une défaillance ou à une mise hors service accidentelle totale ou partielle.

Pour gérer et exploiter correctement un champ de captage d'eau souterrain, ou superficielle, on doit impérativement considérer que se soit, le captage d'un forage ou d'un piquage, et la distribution seront indissolublement liés.

On ne saurait en aucun cas gérer l'un d'eux sans l'autre.

Dans notre cas, il faut que le point de piquage soit équipé techniquement de :

- un compteur d'eau
- un robinet vanne à fermeture lente.
- un nanomètre.
- une conduite de By-pass.
- une prise d'échantillon pour l'analyse.

#### **IX. 3.4. L'entretien courant :**

Cela concerne les opérations qui interfèrent les plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation telle que les mesures de surveillance, de contrôle et de détection des anomalies (bruits, fuites etc.....).

### **IX.3.5.L'entretien préventif systématique :**

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure où

- Son coût est inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement.
- sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale.

### **IX.3. 6.L'entretien préventif exceptionnel :**

C'est un préventif qui n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une vanne, à la suite d'une détection des fuites significatives par exemple.)

### **IX. 4.Gestion technique et suivi générale des installations :**

La gestion d'une telle installation, d'un système d'alimentation en eau potable nécessite, un suivi général des installations, d'contrôle et d'inspection.

Les opérations de contrôle et d'inspections pour les ouvrages et les accessoires sont :

- contrôle hebdomadaire
- purges
- fonctionnement des accessoires
- étanchéités des conduites, vannes, robinetterie
- essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires.

### **IX.4.1.Vieillessement et traitement des installations :**

Le vieillissement est donc un phénomène incurable qui s'accompagne de plusieurs effets ; parmi les quels :

Le phénomène de corrosion qui est attribué à cause de

- présence de l'eau corrosive à l'intérieur ou à l'extérieur des conduites.
- existence des bactéries sidérolites ou sulfatés ductiles
- Effets galvaniques entre les diverses parties de même ensemble métallique au contact d'eau de composition différente.

Généralement, il existe deux types de corrosion (électrique et bactérienne), et pour la lutte contre ce phénomène on procède comme suit :

### **IX .4.2.Protection active :**

Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui a pour but de stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité de sols et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).

### **IX.4. 3. Protection passive :**

Couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

#### IX.4.4. Protection anti-corrosive :

Deux possibilités fondamentales existantes pour la protection contre la corrosion intérieure dans les conduites métalliques :

Donc le besoin d'une protection contre la corrosion externe, dépend de l'agressivité du sol.

Et le traitement des eaux devant être transporté, par les conduites, pour qu'elle ne soit pas corrosive et, qu'une couche de protection contre la rouille se forme sur les parois des conduites pour empêcher la corrosion ultérieure

#### IX.5. Gestion des ouvrages de stockages :

Le problème d'exploitation ou de la gestion des réservoirs résulte, le plus souvent du manque d'entretien et de contrôle de ces derniers.

Les équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir et leur

Fonction sont indiqués dans le tableau N °: IX.1.

**Tableau N°: IX.1** Equipements de réservoir

Fonctions	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"><li>• Clapet</li><li>• Vidange</li><li>• Vanne à fermeture lente</li><li>• Equipement de trop plein</li><li>• Siphon pour réserve d'incendie</li><li>• Compteur</li><li>• Canalisation de liaison</li><li>• Purgeur d'air</li></ul>
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"><li>• Débit</li><li>• Equipement</li><li>• Niveau</li></ul>
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"><li>• Equipement spécial pour nettoyage</li><li>• Trappes de visite pour le personnel et le matériel</li></ul>
Entretien	<ul style="list-style-type: none"><li>• Eclairage</li><li>• Joint de montage</li><li>• Appareil de manutention</li></ul>

Généralement, les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage sont:

- Le contrôle hebdomadaire
- le contrôle semestriel

#### **IX.5.1. Nettoyage des ouvrages de stockage :**

La désinfection des réservoirs comporte les diverses phases 'tel que :

- Décapage des dépôts
- Rinçage des parois et de radier avec un jet sous pression ; donc une bonne gestion des ouvrages nécessite l'application de tous les critères cités au paravent.

#### **IX.6. Contrôle de la qualité de l'eau :**

La composition de l'eau est étudiée par le laboratoire qui en effectue l'analyse à la suite de prélèvement qu'il faut pendant les :

##### **Contrôle mensuel :**

- Ouvrage de croisement, étanchéité.
- Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes des regards et des portes.

##### **Contrôle semestriel :**

- Robinetterie à l'intérieur des regards, des coûts d'exploitation.

#### **IX.7. La surveillance et l'entretien courant des adductions et des réseaux :**

La surveillance des conduites d'adduction en milieu urbain, est associée au contrôle général du réseau de distribution, qu'effectue le responsable du secteur et le fontainier à l'occasion de leur passage, sur la trace des conduites de ce réseau.

Par contre en milieu rural ou isolé, il est nécessaire de réaliser une vérification périodique particulière, permettant de contrôler l'évolution de la végétation à l'aplomb de la conduite.

Le respect de l'utilisation de la bande de conviction, crée au moment de la pose, le bon fonctionnement des matériels de fontainerie installés sur l'ouvrage de transport.

La première tâche que nous devons adopter pour notre projet, est de suivre le fonctionnement des adductions et des réseaux, en tenant à jour l'historique des incidents et des interventions faites.

Cette surveillance systématique, s'appuiera sur les opérations faites lors de l'entretien courant des ouvrages, et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion de travaux de réparation ou de réclamations des usagers :

- Pour les tuyaux, elle concernera l'âge, les casses et leurs causes, l'état de revêtement intérieur et extérieur

- Pour les ouvrages spéciaux, elle portera sur les incidents survenus au génie civil et au matériel de fontainerie.

L'exploitant du débit maximum et la carte des pressions atteinte en différents points du réseau pour les débits globaux distribués maximaux, a fin de vérifier si la capacité réelle du réseau est égale à sa capacité initiale ou théorique. Notons aussi qu'un suivi rigoureux, est indispensable pour l'évolution du rendement et des pertes, au moyen de calcul et de modélisation.

### **Conclusion :**

Le rendement d'un tel système d'alimentation en eau potable, est la différence entre le volume entrant dans le réseau et le volume consommé ou facturé; pour cela, le gestionnaire de service est appelé de porter une attention constante, pour la mise en équivalence de ces deux systèmes complémentaires.

Pour le vieillissement des conduites, nous devons prendre des précautions préventives, afin d'éviter leurs destructions ou leurs dégradations dans le temps, qui seront dû, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau, soit à d'autres causes.

## **Conclusion générale**

Dans ce mémoire, nous avons procédé au dimensionnement du réseau de distribution de notre extension.

Une vérification du volume de stockage a été faite, par la suite aucun réservoir n'a été projeté puisque celui qui est déjà en construction suffit.

Enfin nous avons proposé un mode de gestion de notre commune en proposant que cela fasse l'objet d'un mémoire de fin d'étude a fin d'offrir a l'exploitant un programme judicieux de gestion du système d'alimentation en eau potable mis en place.

# Annexes

### ANNEXE N°1

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De10001 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)

## ANNEXE N°2

**Tableau : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge**

<b>Q (l/s)</b>	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
<b>D (mm)</b>	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
<b>1000i</b>	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
<b>Q (l/s)</b>	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
<b>D (mm)</b>	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
<b>1000i</b>	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
<b>Q (l/s)</b>	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
<b>D (mm)</b>	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
<b>1000i</b>	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
<b>Q (l/s)</b>	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
<b>D (mm)</b>	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
<b>1000i</b>	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
<b>Q (l/s)</b>	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
<b>D (mm)</b>	250	250	250	250	300	300	300	30	300	350
<b>1000i</b>	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
<b>Q (l/s)</b>	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
<b>D (mm)</b>	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
<b>1000i</b>	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
<b>Q (l/s)</b>	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
<b>D (mm)</b>	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
<b>1000i</b>	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
<b>Q (l/s)</b>	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
<b>D (mm)</b>	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
<b>1000i</b>	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

$J = \Delta H / L$  = gradient de perte de charge

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

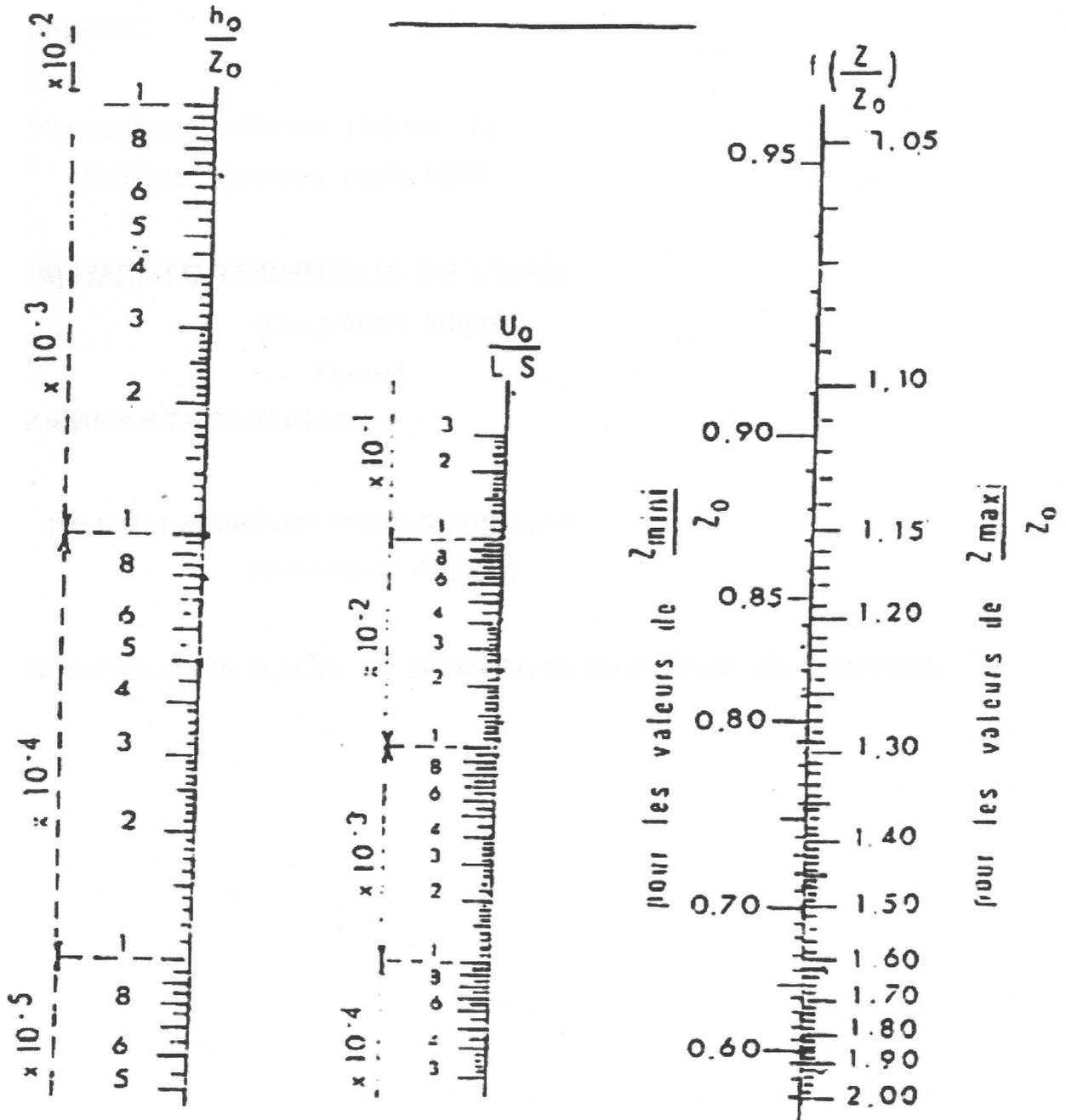


PLANCHE XXVII

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **COURS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE**  
E.N.S.H (1993)
  - [2] **Dupont :**  
Hydraulique urbaine (Tome II)  
Editions Eyrolles paris 1979
  - [3] **MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU**  
(Deuxième édition) ; Tome1.
  - [4] **VAMBARTSOUMAIAN**  
Recommandations méthodologiques  
(Deuxième édition).
  - [5] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée »,  
Édition Eyrolles, Paris 1972.
  - [6] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- Documents de la D.H.W de TIZI OUZOU et de l'A.P.C de OUAGUENOUN,(2009)