

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic réseau d'alimentation en eau potable de la cité de
20 Août (Boudouaou).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-08

APA Citation (APA توثيق):

Issa, Mahamat Nour (2008). Diagnostic réseau d'alimentation en eau potable de la
cité de 20 Août (Boudouaou)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME :

**DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE
DE LA CITE 20 AOUT (BOUDOUAOU)**

Présenté par :
M^r ISSA MAHAMAT NOUR

Promoteur :
M^r SALAH BOUALEM M.C

Devant le jury composé de :
Président : T. KHETTAL
Examineurs: M^r A. AYADI
M^{me} M. KAHLERASS
M^r A. HACHEMI
M^r M. RASSOUL

Juillet / 2008

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

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME :

**DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE
DE LA CITE 20 AOUT (BOUDOUAOU)**

Présenté par :
M^r ISSA MAHAMAT NOUR

Promoteur :
M^r SALAH BOUALEM M.C

Devant le jury composé de :
Président : T. KHETTAL
Examineurs: M^r A. AYADI
M^{me} M. KAHLERASS
M^r A. HACHEMI
M^r M. RASSOUL

Juillet / 2008

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier avant tout DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et les moyens nécessaires d'accomplir ce modeste travail en vue de l'obtention de mon diplôme.

Par la même occasion, je tiens à remercier tous ceux qui m'ont chère et qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail à savoir :

- ✧ Mon promoteur, M^r SALAH BOUALEM, qui m'a beaucoup aidé par sa disponibilité quotidienne, ses orientations et ses précieux conseils, M^{me} DERNOURI.F ainsi que ma Co-promotrice M^{me} DJANI SABIHA qui m'a proposer ce sujet et m'a apporter beaucoup de détails nécessaires pour l'élaboration de ce mémoire ;
- ✧ Tous les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner et de juger mon travail ;
- ✧ Tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique qui ont participé à ma formation ;
- ✧ Tous les personnels de la bibliothèque qui m'ont beaucoup aidé et orienté durant ma recherche au prés de leur service ;
- ✧ Tous les ami(e)s de l'ENSH, et de la cité soumma N°3 qui vont beaucoup me manquer ;
- ✧ Tous les membres de ma famille qui m'ont tant encouragé et soutenue tout au long de mon cursus scolaire et universitaire, particulièrement à mon cher papa, mes frères et sœurs, mon adorable femme, qui sans eux je n'aurai pas eu l'énergie nécessaire pour parvenir à la fin de mon cycle.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en guise de reconnaissance et de remerciement à ma chère mère Mariame Ahmat qui m'a porté dans son ventre pendant près de neuf mois, celle qui m'a amené dans cette vie et m'a offert tant d'affection, à mon adorable père Mahamat Nour Mahamat qui a financé tous mes études avec une grande responsabilité, ma belle femme Zarra Moussa ainsi que tous mes frères et sœurs qui me sont très cher.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I Présentation de la commune

Fig. 1 situation géographique de la commune de H'LAIMIA.....	2
Fig. 2 Diagramme des précipitations mensuelles interannuelles.....	7
Fig. 3. Barrage de Keddara.....	8
Fig.4 coagulation- floculation.....	9
Fig.5 décanteur ultrapulsator.....	10
Fig. 6 Filtre double AQUAZUR type V, phase de filtration.....	12

Chapitre II Evaluation des besoins en eau

Fig. 7 graphique de consommation.....	25
Fig. 8 courbe intégrale.....	25
Fig. 9 graphique de consommation totale.....	30
Fig. 10 courbe intégrale.....	30

Chapitre V Les Accessoires du réseau

Fig.11 Robinet vanne.....	58
Fig.12 Ventouse à simple effet.....	59
Fig.13 Bouche d'incendie.....	61
Fig.14 Réservoir anti-bélier.....	65

Chapitre VI Pose de canalisation

Fig.15 : Schéma d'une tranchée.....	70
-------------------------------------	----

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau 1: répartition annuelle de la température.....	3
Tableau 2. Caractéristiques du réseau de distribution existant.....	5
Tableau 3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (Moyenne de 30 dernières années).....	6
Tableau 4. Caractéristiques du barrage de Kaddara.....	7

Chapitre II

Tableau 5 : Evolution de la population (1987-2025)16	
Tableau 6 : débit moyen des différents consommateurs (2008).....	18
Tableau 7 : variation du coefficient β_{\max}	20
Tableau 8 : variation du coefficient β_{\min}	21
Tableau 9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tableau 10 : Variation des débits horaires (2008).....	24
Tableau 11 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2025)..	26
Tableau 12 : Variation des débits horaires (2025).....	29

Chapitre III

Tableau 13 : Caractéristiques du réservoir surélevé de H'laimia.....	36
Tableau 14 : Calcul de la capacité du réservoir projeté (2025).....	37

Chapitre IV

Tableau 15 : détermination des débits route.....	43
Tableau 16 : détermination des débits aux nœuds.....	44
Tableau 17 : détermination des débits aux nœuds.....	45
Tableau 18 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits....	46
Tableau 19 : débit en fonction des diamètres avantageux.....	46
Tableau 20 : Formules de perte de charge totale (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en m ³ /s).....	49
Tableau 21 : Résultats de la simulation.....	50
Tableau 22 : charges et pressions dans le réseau.....	51
Tableau 23 : vitesse et perte de charge dans le réseau.....	53
Tableau 24 : charges et pressions dans le réseau.....	54

Liste des planches

Planche 1 : Réseau de distribution projeté de la ville de H'laimia.

Planche 2 : profil en long du réseau projeté de H'laimia

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I

Présentation de la commune

1. Introduction	1
2. But de l'étude	1
3. limite du périmètre d'étude	1
4. situation géographique	2
4.1 Climatologie	2
4.2 Température.....	3
5. Situation sociodémographique.....	3
5.1 habitat.....	3
5.2 Equipements existants.....	4
6. Aperçu géologique et hydrogéologique.....	4
6.1 Géologie régionale	4
6.2 Hydrogéologie	4
7. Situation hydraulique existante.....	5
7.1 Réseau de Distribution existant.....	5
7.2 Pluviométrie	6
7.3 Ressources en eau.....	7
8. procédés de traitement des eaux du barrage	8
8.1 Pré- chloration.....	9
8.2 Coagulation- floculation.....	9
8.3 Décantation (clarification).....	10
8.4- Filtration.....	11
8.4.1- Caractéristiques des filtres AQUAZUR.V	11

8.4.2. Avantages.....	12
8.5- Désinfection.....	12
8.5.1 Le chlore.....	13
8.5.2 L'ozone.....	13
8.5.3 Le rayonnement Ultraviolet (UV).....	13
9. Conclusion.....	14

Chapitre II

Evaluation des besoins en eau

1. Introduction.....	15
2. Analyse démographique.....	15
2.1 Etude d'évolution de la population	15
2.1.1 Etude démographique	15
2.1.2 Prévision de la population	15
2.1.3 Prévision de la population aux horizons d'études.....	16
3. Evaluation des débits.....	16
3.1 Généralité.....	16
3.2 Consommation unitaire et choix de la dotation.....	17
3.3 Calcul du débit moyen journalier (2008).....	17
3.4 Débit de consommation moyenne des équipements a l'état actuel.....	17
4. Etude des variations des débits.....	18
4.1 Variation des débits de consommation dans le temps.....	18
4.2 Coefficient d'irrégularité.....	19
4.2.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$).....	19
4.2.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$).....	19
4.2.3 Coefficient maximum horaire ($K_{max,j}$).....	19
4.2.4 Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$)	20

4.3 Détermination des débits journaliers.....	21
4.3.1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	21
4.3.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	21
4.4 Détermination des débits horaires.....	21
4.4.1 Débit moyen horaire.....	22
4.4.2 Détermination du débit maximum horaire.....	22
4.5 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	22
4.6 Détermination des graphiques de consommation (2008).....	25
5. Estimation de la population a l'horizon 2025.....	26
5.1 Calcul des besoins en eau.....	26
5.2 Détermination des débits journaliers.....	27
5.2.1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	27
5.2.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	28
5.3 Détermination des débits horaires.....	28
5.3.1 Débit moyen horaire	28
5.3.2 débit maximum horaire.....	28
5.4 Détermination des graphiques de consommation (2025).....	30
Conclusion.....	31

Chapitre III

Les réservoirs

1. Introduction.....	32
2. Rôle des réservoirs.....	32
2.1 Emplacement des réservoirs.....	32
2.2 Choix du type du réservoir.....	33
2.3 Equipement du réservoir.....	33
2.3.1 Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	33

2.3.2	Conduite de départ ou de distribution.....	34
2.3.3	Conduite de trop-plein.....	34
2.3.4	Conduite de décharge ou de vidange.....	34
2.3.5	Conduite by-pass.....	34
3.	Vidange et remplissage des réservoirs.....	35
4.	Détermination de la capacité du réservoir.....	35
4.1	Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant.....	35
4.2.	Principe de calcul.....	36
4.2.1	Calcul par la Méthode analytique.....	36
5.	Conclusion.....	38

Chapitre IV

Dimensionnement du réseau

1.	Introduction.....	39
2.	Choix du système de distribution	39
2.1	Choix du type de réseau.....	39
3.	Principe du tracé du réseau maillé.....	40
3.1.	Choix du matériau des conduites.....	40
a.	Tuyaux en fonte	40
b.	Tuyaux en fonte	41
c.	Tuyaux en P.E.H.....	41
4.	Calcul hydraulique du réseau de distribution	42
4.1.	Détermination des débits.....	42
a.	Cas de pointe	42
b.	Cas de pointe+ incendie.....	45
5.	Détermination des diamètres avantageux.....	46
6.	Dimensionnement du réseau.....	48
7.	Résultats de la simulation.....	49
7.1	Cas de pointe.....	49

7.2 Cas de pointe + incendie.....	53
8. Conclusion.....	56

Chapitre V

Les accessoires du réseau

1. Introduction.....	57
2. Les robinets.....	57
3. Les ventouses.....	58
3.1 Détermination du débit d'air évacué.....	59
3.2 Mode d'utilisation des ventouses.....	60
3.2.1 Remplissage a débit réduit.....	60
4. Les clapets d'air.....	60
5. Les poteaux d'incendie.....	61
6. Les entrées de service ou branchement.....	62
7. Les régulateurs des pressions.....	62
7.1 Régulateurs de pression aval.....	62
7.2 Régulateur de pression amont.....	62
8. Les organes de mesure.....	62
8.1 Mesure de débit.....	62
8.2 Mesure de pression.....	63
9. Les moyens anti-béliers.....	64
9.1 Le volant d'inertie.....	64
9.2 Les soupapes de décharge.....	64
9.3 Cheminée d'équilibre.....	65
10. Bouche de lavage.....	66
11. Conclusion.....	66

Pose de la canalisation

1. Introduction.....	67
2. Les actions reçues par les conduites.....	67
3. Mode opératoire.....	68
3.1 Pose selon la nature de terrain.....	68
3.2 Pose selon la nature des conduites.....	68
3.3 Traversées de routes.....	68
4. Exécution des travaux.....	69
4.1 Vérifications et manutentions des canalisations.....	69
4.1.1 Largeur du fond de la tranchée.....	69
4.1.2 Profondeur de la tranchée.....	70
5. choix des engins de terrassement.....	70
5.1 Définition de la pelle hydraulique.....	71
5.2 Définition du Bulldozer	72
6. La mise en place des canalisations.....	72
6.1 Assemblage des conduites.....	73
6.2 Epreuve des joints et canalisations principales.....	73
6.3 Epreuve des robinets-vannes.....	73
6.4 Epreuve des branchements et raccordements.....	74
7. Remblaiement des tranchées.....	74
8. Conclusion.....	74

Chapitre VII

Protection et sécurité du travail

1. Introduction.....	75
2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	75
2.1 Facteurs humains.....	75
2.2 Facteurs matériels.....	76
2.3 Liste des conditions dangereuses.....	76
2.4 Liste des actions dangereuses.....	76
3. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	77
a. Protection individuelle.....	77
b. Autre protections.....	77
c. Protection collective.....	77
d. Engin de levage.....	77
e. Appareillage électrique.....	78
Conclusion.....	78

Chapitre VIII

Gestion du réseau d'AEP

1. Introduction.....	79
2. But de la gestion.....	79
3. Pérennité des ouvrages.....	79
4. Entretien du réseau.....	80
4.1 Lutte contre l'entartrage.....	80
4.2 Exploitation.....	80
4.3 La surveillance.....	80
4.4 La maintenance.....	81
5. La gestion patrimoniale.....	81

5.1 La préservation de la ressource en eau.....	82
5.2 L'influence du milieu environnant les conduites.....	82
6. Les effets des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée.....	83
7. Les effets des paramètres hydrauliques du fonctionnement des réseaux.....	83
8. Les outils de suivi de la qualité de l'eau en réseau.....	84
9. Surveillance courant des adductions et du réseau.....	84
10. Lutte contre le vieillissement des réseaux.....	86
11. Conclusion.....	86
Conclusion générale	

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est considérée par tous le monde comme source de la vie. Mais on constate que cet or bleu est très mal géré suite de divers raison.les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés a la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau. Il est clair que parmi les paramètres qui conditionnent la demande en eau, le contexte économique et social pèse de façon déterminante ainsi que la politique mise en place dans le secteur de l'eau. Dans les pays en voie de développement ou seule une fraction de la population dispose de l'accès au réseau de distribution public, un facteur clé du développement de la demande en eau sera la mise en place d'une politique cohérente de développement de l'alimentation et desserte en eau qui tienne compte des contraintes de mobilisation des fonds nécessaire, du développement de l'efficacité technique des sociétés distributrices dans le respect des nécessaires équilibre financiers, et de la capacité des usagers de payer l'eau.

D'après le dernier forum mondial de l'eau tenu au Mexique en 2006, 3.5 millions d'enfants meurent chaque année suite à des maladies à transmission hydrique et 1.1 milliards de personnes dans le monde n'ont toujours pas accès à l'eau potable. C'est pour ces raisons que l'eau potable fait figure de priorité sur l'agenda international.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage, et de distribution ainsi qu'une gestion efficace afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre travail, "Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la cité 20 Août (H'laimia)".

La situation en eau potable de notre zone d'étude est moyenne, malgré l'importante ressource hydrique existante au niveau du barrage de Kheddara. La cité 20 août (H'laimia) de la commune de Boudouaou reconnaît un déficit au point de vue alimentation en eau potable et un réseau défectueux composé des matériaux nocives comme l'amiante ciment. L'objectif de notre étude est de dimensionner le réseau de la cité et de procéder à une gestion rationnelle de ce réseau.

chapitre I

Présentation de la commune

1. Introduction

Située dans la limite Est de la Mitidja, la commune de H'LAIMIA est actuellement rattachée à l'agglomération chef lieu (l'ACL), et connaît un développement urbain rapide au détriment des terres agricoles, malgré les interdictions définies par les différents instruments d'aménagement du territoire. Toute fois le pôle des services quant à lui reste au niveau de l'ACL, ce qui favorise l'existence du regroupement d'habitats individuels, d'équipements et services.

2. But de l'étude

La présente étude a pour objet, l'étude de rénovation du réseau d'alimentation en eau potable de l'ensemble des lotissements et quartiers se situant au sud de centre de l'agglomération, à partir du réservoir surélévée existant de capacité $V=500m^3$.

En égard de la situation géographique et topographique du site, le périmètre de l'étude s'étend jusqu'à couvrir le lotissement MOUILHA et DECHRET YELLAH, qui en fait représentent l'extension du centre en direction du sud et de l'agglomération chef lieu de BOUDOUAOU.

Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur site, de procéder à la collecte des données et informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la subdivision d'hydraulique et les services techniques concernés.

3. limite du périmètre d'étude

Le périmètre d'étude qui se caractérise par un relief relativement plat, est situé sur un terrain agricole, avec une extension orientée le long de l'axe de la route RN 29A en direction du sud, jusqu'à la limite avec la commune limitrophe d'OULED MOUSSA. Il est limité :

- Au nord par Haouch Boussbaa ;
- Au sud par la commune d'OULED MOUSSA ;
- A l'est par une dépression naturelle ;
- A l'ouest par la RN 29A et des constructions.

4. situation géographique

La vallée alluviale de l'oued Boudouaou de direction sensiblement nord-sud est située à environ 35 kms à l'est d'Alger. Elle est fortement encaissée par rapport à la plaine de Mitidja dont elle constitue la limite orientale, sa partie centrale est occupée par l'agglomération de la ville de Boudouaou (ex ALMA). La largeur moyenne de la vallée est de 500 m environ.

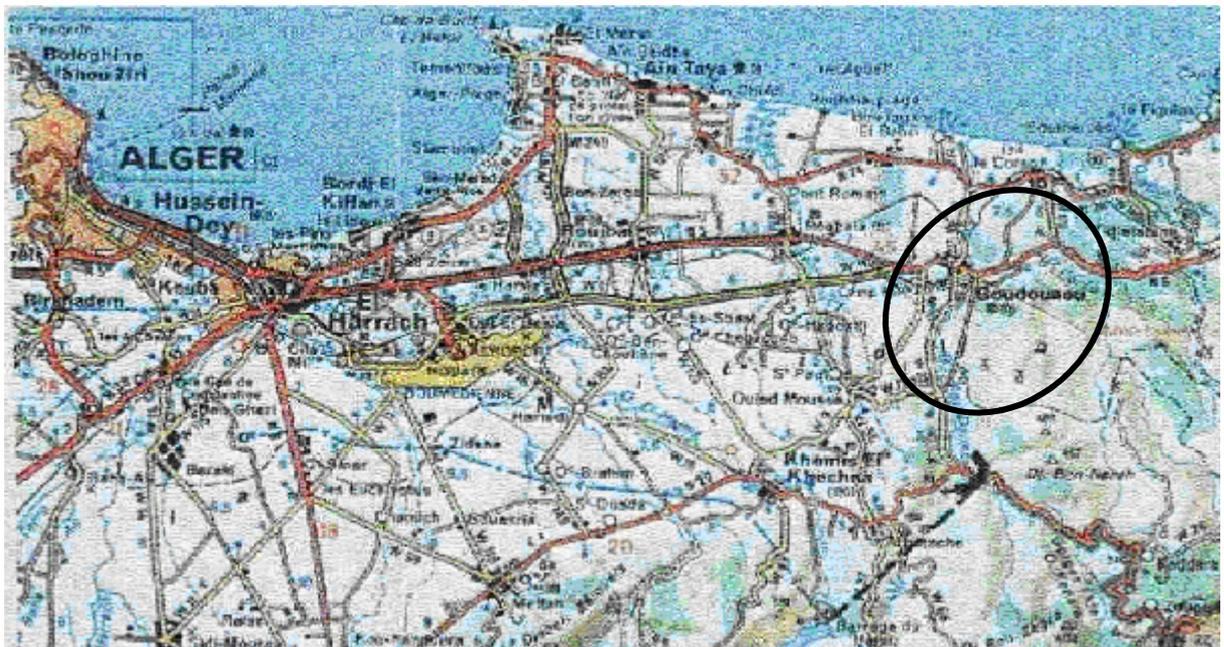


Fig. 1. --- situation géographique de la commune de H'LAIMIA

4.1 Climatologie

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

La commune de H'laimia appartient à une zone climatique de type méditerranéen caractérisé par une alternance d'une saison chaude et sèche durant la période Avril-Septembre, ainsi qu'une saison fraîche durant la période Octobre-Mars.

4.2 Température

La région de la commune est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid. La température moyenne annuelle varie entre 16° et 22°C. Voir tableau 1.

Tableau 1: répartition annuelle de la température

ans	mois												
	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	aout	annuel
87/88	27.7	23.4	17.2	15.7	-	13.3	14.5	17.4	20.2	-	-	29.7	21.2
88/89	-	24.3	17.7	11.6	12.5	14.2	16.26	16.67	21.6	-	-	30.0	20
89/90	25.9	22.4	19.8	18.4	13.3	15.9	17.4	17.1	20.07	-	-	-	20.2
90/91	23.35	-	16.7	-	13.4	-	17.3	-	-	-	-	-	17.7
91/92	-	-	-	-	15.6	15.5	16.5	19.5	23.2	-	-	28.36	21.5
92/93	25.9	20.26	17.07	14.65	12.1	12.03	13.34	16.1	20.63	-	-	27.13	19
93/94	24.35	20.9	16.03	13.48	12.4	13.36	16.05	-	-	-	-	-	16.6

Source (ANRH)

5. Situation sociodémographique

5.1 Habitat

Selon les informations recueillies au niveau de l'APC, la population globale de la commune dans les années 1987 s'élevait à environ 4453 habitants. L'agglomération se caractérise actuellement par un taux de croissance de l'ordre de 2,8%.

5.2 Equipements existants

Actuellement dans les limites du périmètre d'étude, le site est totalement dépourvu d'équipement, mis à part l'existence d'un centre de santé, d'une mosquée et d'une école primaire.

6. Aperçu géologique et hydrogéologique

6.1 Géologie régionale

La région de H'LAÏMIA se trouve dans la partie Nord de l'Atlas tellien, à l'extrémité ouest du massif métamorphique qui prolonge le massif kabyle. Ce massif fait partie des plus anciennes structures géologiques de la région. Les roches métamorphiques (schistes quartzitiques-chlorotiques, micaschistes et séricitoschistes) sont d'origine antédévonienne et sont présentés sur le site dans une structure de «Horst » orientée Nord-est / Sud-ouest.

6.2 Hydrogéologie

Notre zone d'étude est caractérisée par un alluvionnement grossier intercalé de niveau gréseux d'une épaisseur de 200 à 300m.

Du point de vue hydrogéologique, les zones aquifères sont les suivantes :

- Dunes consolidées et sables rubéfiés de la bordure côtière, de faible importance hydraulique.
- Alluvions récentes, le plus souvent argileuses.
- Alluvions anciens formés de lit argilo gréseux et d'intercalation de galets et de sable. Signalons également la présence de niveau gréseux dur (correspondant sans doute à d'anciens terrassements marins).
- Les grés astiens subissant des variations de faciès diminuant fortement son intérêt hydraulique.

7. Situation hydraulique existante

7.1 Réseau de Distribution existant

Le réseau de distribution existant desservant cette zone, est du type ramifié. Il se caractérise par la diversité de son matériau, la vétusté de son état, et le sous dimensionnement des ses conduites. Il totalise un linéaire d'environ 11,7 Kms, de diamètres variant de 33/42 a 150 mm composé d'un matériau en amiante ciment et de plus de 80% d'acier. Celui-ci est loin de satisfaire les besoins en eau actuels et futurs, sans cesse croissants, ajoutée à cela la mauvaise répartition de la ressource entre les différents consommateurs, généré par les extensions qui se sont greffées sans étude d'intégration au réseau principal au fur et à mesure. Ceci provoque des dérèglements auxquels le service d'exploitation ne peut faire face, sans pour autant oublier le disfonctionnement qui pourra être entre l'apport et la consommation. Nous allons ainsi regrouper l'ensemble des informations sur le réseau existant dans le tableau 2.

Tableau 2. Caractéristiques du réseau de distribution existant

N°	Diamètre de la conduite (mm)	Nature des matériaux	Longueur (m)
1	150	A. CIMENT	1452
	150	ACIER	613
2	125	A. CIMENT	560
	125	ACIER	2795
3	100	ACIER	10
4	80	ACIER	199
5	60	ACIER	60
6	40/49	ACIER	5651
7	33/42	ACIER	351
TOTAL			11 691

Source (DHW de Boudouaou)

Le réseau de distribution est desservi actuellement a partir du réservoir surélevé de la commune de H'LAIMIA de capacité $V=500\text{m}^3$; de cote de radier CR=107N.G.A ; et de cote de trop plein CTP=111 NGA. C'est un réservoir tampon entre la station de traitement de Boudouaou, le

château d'eau Benadjel et le réservoir Bentourkia de capacité simultanément de 500 m³.

Vu l'étendu du champ d'action de ce dernier, et a fin de pallier au déficit en stockage, les services d'exploitation affectent ce volume en fonction des besoins et demandes de chacune des zones à couvrir suivant un programme de quota préétablie. Notons que ce dernier assure la distribution à l'aide d'une conduite maîtresse de diamètre 300mm, de longueur 1454m les quartiers et centre suivant :

- Le quartier H'LAIMIA (I) et plateau Boudouaou, en diamètre de 150mm au nord ;
- H'LAIMIA (II) en diamètre de 150 mm au sud ;
- Cite el Kerrouch (Reghaia) en diamètre de 80 mm à l'ouest ;
- Haouch el Mekhfi et cite Hai el Badre en diamètre de 300 mm a l'ouest également.

7.2 Pluviométrie

Le périmètre de la zone d'étude reçoit une pluviométrie abondante. Cette dernière est de l'ordre de 700 mm/an (Voir tableau 3 et figure 2).

Tableau 3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (Moyenne de 30 dernières années)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm)												
Station de Kaddara	29	57	95	98	93	83	62	65	56	8	3	5

Source : ANRH(Blida)

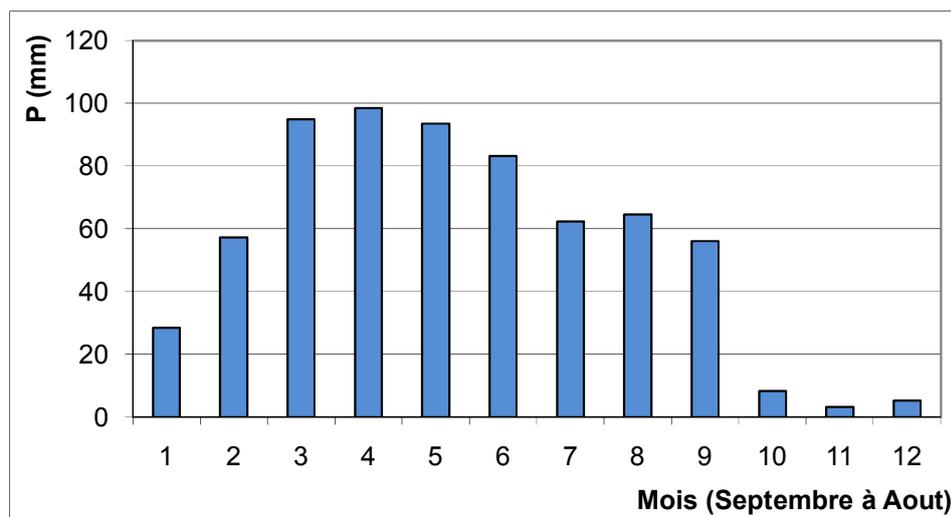


Fig. 2. - Diagramme des précipitations mensuelles interannuelles

7.3 Ressources en eau

Situé dans la wilaya de BOUMERDES, à 8 Km de BOUDOUAOU et à 35 Km à l'est d'Alger, Le barrage Keddara (fig. 3) est la source principale de l'alimentation en eau potable de la zone. Ce dernier est implanté dans le bassin versant de l'oued Boudouaou pour une capacité initiale de 145 Mm³. Le tableau 4 donne les caractéristiques principales de ce barrage.

Tableau 4. Caractéristiques du barrage de Kaddara

Oued	Type	Année De réalisation	Capacité initiale (Mm ³)	Surface du BV (Km ²)	Apport moy/an (Mm ³)	Volume régularisé (Mm ³)	Envasement moy/an (Mm ³)	Destination
Boudouaou	En terre	1985	145	92	27.3	165	0.05	AEP



Fig. 3. Barrage de Keddara.

8. procédés de traitement des eaux du barrage

Comme la source de notre zone d'étude est une eau de surface, elle doit être soumise à des différentes pollutions qui nécessitent un traitement adéquat. La transformation d'une eau de surface en une eau propre à la consommation fait appel à un ensemble de procédés de traitement extrêmement diversifié qu'il faut assembler dans un ordre déterminé afin de fournir un produit fini conforme aux normes de potabilité. Pour atteindre l'objectif souhaité, l'exploitant devra d'une part respecter certains principes élémentaires pour assurer le contrôle du processus de traitement et le contrôle de l'eau traitée, et d'autre part disposer d'un certain nombre de moyens techniques et humains. Nous allons repartir la chaîne habituelle des traitements des eaux de surface en 6 grandes étapes qui sont :

- 1- La Pré chloration de l'eau brute, qui sert à l'élimination d'une partie de matières organique ;
- 2- Le traitement par coagulation- floculation qui sert à agglomérer les matières colloïdales contenus dans l'eau par la formation des floccs ;
- 3- La clarification (ou décantation) qui permet la précipitation des floccs au fond des décanteurs ;

- 4- Une filtration sur sable qui a pour objet d'éliminer les matières encore en suspension dans l'eau ;
- 5- Désinfection (ou chloration) des eaux traitées.

8.1 Pré- chloration

La pré- chloration est avant tout utilisée pour le contrôle de la croissance des algues sur les structures ouvertes comme les clarifications. Elle consiste aussi à oxyder les matières organiques contenues dans l'eau. La dose de chlore injecté au niveau de la station de BOUDOUAOU varie entre 1.2 et 1.5 mg/l.

8.2 Coagulation- floculation

La coagulation- floculation a pour but de favoriser l'agrégation des colloïdes pour former des éléments aptes à se décanter (fig. 4). Ce qui permet d'éliminer la couleur, les polluants, la turbidité et les matières en suspension (M.E.S).

Au niveau de la station de BOUDOUAOU, on opte pour les sulfate d'aluminium en raison de sa disponibilité sur le marché et son coût relativement bas. Le dosage se fera à l'aide d'une pompe doseuse; la détermination de la dose du coagulant à utiliser s'effectue expérimentalement moyennant l'essai de "Jar- test".

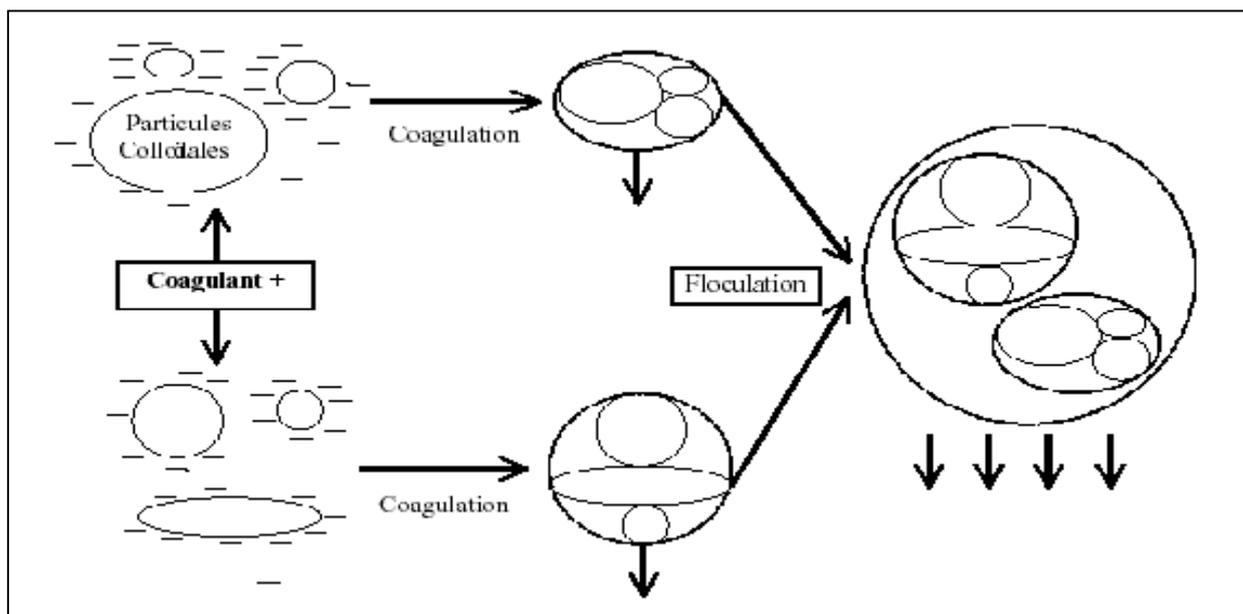


Fig.4 coagulation- floculation

8.3- Décantation (clarification)

La décantation est le procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux. Il a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau.

Selon la concentration en solides et la nature des particules (densité et forme), on distingue quatre types de décantation :

- la décantation de particules discrètes ;
- La décantation de particules flocculant ;
- la décantation freinée ;
- la décantation en compression de boue

Au niveau de la station, l'eau brute pré-traitée qui contient des floccs est acheminée vers les installations de clarification, qui comprend trois décanteurs de type degrement-pulsator dans chaque filière.

Le clarificateur de type pulsator (fig.5) est un clarificateur- pulsomètre à lit de boues équipé de modules en tubes inclinés placés au dessus de la couverture de vase, l'eau passe à travers un courant de en haut.

Les particules de floccs ayant échappé au lit de boues se déposent sur les parois inférieures des modules et s'y accumulent en une légère couche jusqu' à ce que leur cohésion leur permette de glisser et de redescendre dans le lit de boues.

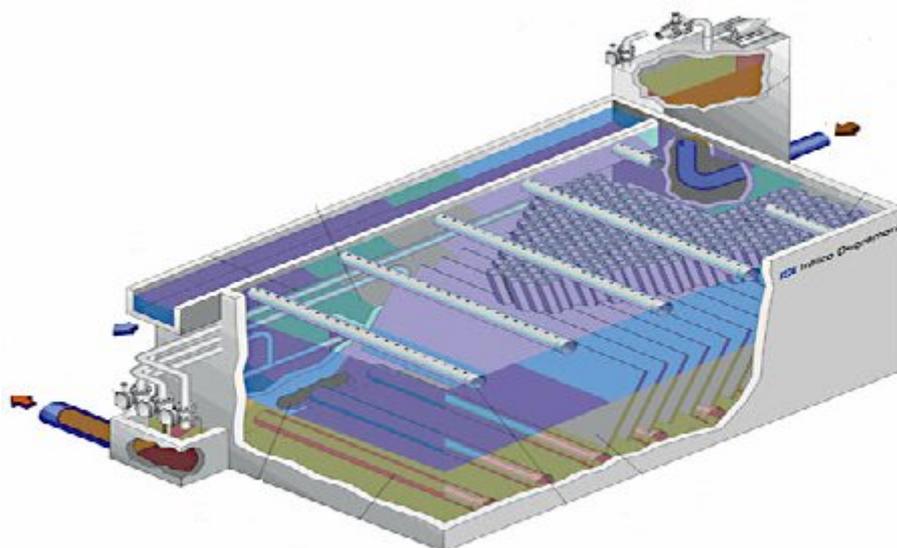


Fig.5 décanteur ultrapulsator

8.4 Filtration

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux, les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'accumulent, il faut donc nettoyer le milieu de façon continue ou de façon intermittente.

La filtration, habituellement précédée des traitements de coagulation - floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et de certains goûts et odeurs

La station de BOUDOUAOU comme nous avons dit dispose de huit filtres rapides de sable alimentés par gravité dans chaque filière, soit 16 filtres au total.

Le détournement de l'écoulement entre les filtres en service se fait à l'aide de déversoir.

8.4.1 Caractéristiques des filtres AQUAZUR.V

Une vitesse de filtration élevée, comprise entre 7 et 20 m/h, entraîne des choix technologiques particuliers, concernant notamment :

- le choix du matériau filtrant et sa hauteur
- Le mode de lavage.
- L'hydraulique générale (dimensionnement de l'orifice d'entrée de l'eau, canal d'eau filtré.....etc.).

Les filtres AQUAZUR.V (fig.6) sont caractérisés par :

- Une grande hauteur d'eau au-dessus du lit filtrant, égale (1 – 1.20) m.
- La hauteur des matériaux filtrant homogène égale à (0.8 – 1.5) m.
- La taille effective du matériau filtrant en général de (0.95 – 1.35) mm.
- Un lavage simultané à l'air et à l'eau

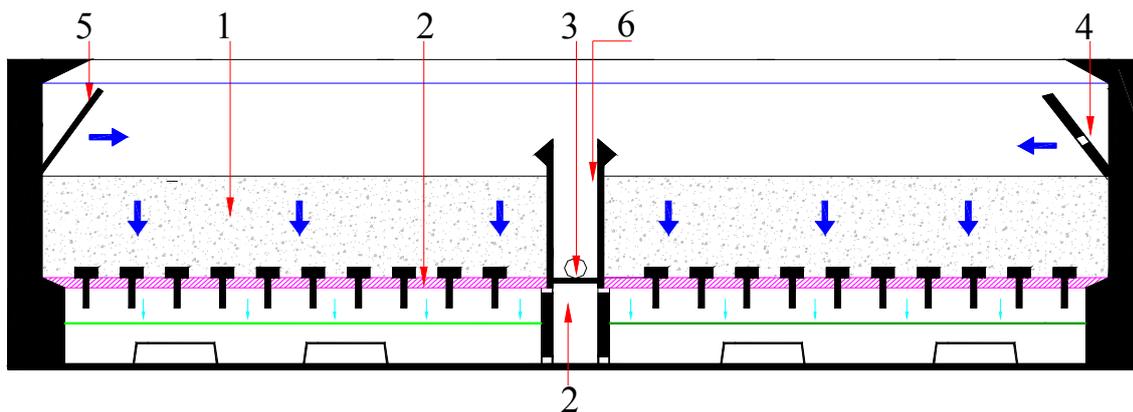


Fig. 6 Filtre double AQUAZUR type V, phase de filtration.

- 1- Sable.
- 2- Canall d'eau filtrée, air et eau de lavage.
- 3- Vanne d'evacuation des eaux de lavage.
- 4- Orifice d'entrée de l'eau de balayage.
- 5- Goulotte en V.
- 6- Goulottes de départ des eaux de lavage.

8.4.2. Avantages:

- bonne filtration et lavage efficace.
- Adapté aux vitesses de filtration élevées pour laquelle on peut utiliser une de hauteur de sable (1 – 2) m.
- Conserve une pression positive sur toute la hauteur du sable et durant tout le cycle de filtration.
- Son mode de lavage, sans mise en expansion, évite tout classement hydraulique du lit filtrant.

8.5- Désinfection

Le principe de la désinfection est de mettre en contact un désinfectant à une certaine concentration pendant un certain temps avec une eau supposée contaminée. Cette définition fait apparaître trois notions importantes : les désinfectants, le temps de contact et la concentration en désinfectant.

Les trois principaux désinfectants utilisés en eau potable sont les suivants :

- Le chlore.
- L'ozone.
- L'Ultraviolet (UV).

8.5.1 Le chlore

C'est le plus connu et le plus universel. En solution, le chlore réagit avec l'eau pour former deux composés, l'acide hypochloreux (HClO) et des ions hypochlorites (ClO⁻). L'acide hypochloreux a un effet bactéricide plus important que l'ion hypochlorite.

8.5.2 L'ozone

L'ozone est un gaz extrêmement instable et un oxydant très puissant. Il n'a pas de pouvoir rémanent et donc ne dispense pas d'un ajout de chlore sur le réseau pour une action bactériostatique. L'ozone est fabriqué sur place à partir d'oxygène à travers un champ électrique créé par une différence de potentiel entre deux électrodes de 10 à 20 kV.

L'oxygène provient soit d'air sec, soit d'oxygène pur du commerce. L'ozone est certainement l'oxydant le plus efficace sur les virus, le fer et le manganèse. Il ne donne pas de goût à l'eau, contrairement au chlore, et oxyde fortement les matières organiques. Pour obtenir un effet désinfectant, Les dosages recommandés sont de 2 à 4 g/l avec des durées de contact de 8 minutes. L'inconvénient majeur de l'ozone est son instabilité qui laisse l'eau sans protection contre les développements des bactéries et autres micro-organismes.

8.5.3 Le rayonnement Ultraviolet (UV)

L'irradiation par une dose suffisante de rayonnement UV permet la destruction des bactéries, virus, germes, levures, champignons, algues, etc. Les rayonnements UV ont la propriété d'agir directement sur les chaînes d'ADN des cellules et d'interrompre le processus de vie et de reproduction des micro-organismes. Comme pour l'ozone, elle n'est pas caractérisée par un effet rémanent. Chacun de ces produits possède un pouvoir désinfectant différent que l'on peut classer dans cet ordre :

UV > Ozone > Chlore

9. Conclusion

Le réseau de distribution actuel desservant notre zone d'étude est composé en grande majorité des conduites en acier vétuste, mais aussi des conduites en amiante ciment, qui sont classés comme cancérigène, donc nuisible pour la santé des abonnés. Nous allons donc changé l'ensemble de conduites actuelles par de conduites en polyéthylène haute densité (P.E.H.D) qui ont fait preuve d'une bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) et d'une durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans.

Nous allons donc procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune.

chapitre II

Evaluation des besoins en eaux

1. Introduction

Dans ce chapitre intitulé évolution des besoins en eau, notre objectif est de vérifier l'équilibre entre la production, le stockage et la demande en eau de la population avec son évolution dans le temps pour un horizon estimé à (2025). Notre zone d'étude est une région à vocation agricole. L'essor de l'agriculture et une croissance démographique galopante nécessitent des besoins en eau très importantes.

2. Analyse démographique

L'étude de la population consiste à analyser la situation démographique du périmètre de l'étude. Une analyse de l'évolution de la population, des variables démographiques tels que natalité, mortalité, accroissement naturel de la population etc....

Sachant que toute planification spatiale, scénario d'aménagement devra tenir compte de l'évolution de la population, de ses mouvements dans le temps et dans l'espace et ses besoins en matière de logements et d'équipements. Lors de ces analyses, on s'est basé sur les données du PDAU.

2.1 Etude d'évolution de la population

2.1.1 Etude démographique

Selon nos informations recueillies au niveau de l'APC et données du PDAU, la population globale de la commune de H'LAIMIA dans les années 1987 s'élève environ à 4453 habitants, néanmoins et au cours des années suivantes, celle-ci s'est vu rattachée au chef lieu de la commune pour ne constituer qu'une seule agglomération. De ce fait nos prévisions en matière de population aux horizons futures suivront un taux d'accroissement global légèrement régressif à celui de l'ACI.

2.1.2 Prévision de la population

En ce qui concerne les prévisions pour le long terme, nous préconisons un taux d'accroissement moyen estimé à $T=2,8\%$, et une population stable au-delà de 2020 en raison de la saturation du périmètre d'étude et le caractère agricole de la région. Nous disposons comme donnée de base, le nombre de la population de 1987 qui est évalué à 4453

habitants. Pour avoir le nombre actuel (2008), nous allons utiliser un taux de croissance de l'ordre de 3.5%.

2.1.3 Prévision de la population aux horizons d'études

Pour les calculs d'estimation de la population future, nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés:

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

Avec P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : la population actuelle (1987).

τ : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population (0,028).

n : le nombre des années d'écart.

Nous allons donc résumer l'ensemble des résultats de calcul dans le tableau 5.

Tableau 5 : Evolution de la population (1987-2025)

Désignation	Commune de H'LAIMIA						
Années	1987		2008		2015		2025
		$\tau = 3,5\%$		$\tau = 3\%$		$\tau = 2,7\%$	
Nombre d'habitants	4453		9170		11300		14750

Source (APC de Boudouaou)

3. Evaluation des débits

3.1 Généralité

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour

de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

3.2 Consommation unitaire et choix de la dotation

La dotation en eau allouée aux horizons considérés est en général en fonction des ressources disponibles. Selon l'ADE de la commune de Boudouaou, les besoins actuelles sont estimés à 150 l/j/hab. Toutefois pour les besoins futurs de notre zone d'étude, ceux-ci sont croissants et peuvent atteindre jusqu'à 180 l/j/hab.

3.3 Calcul du débit moyen journalier (2008):

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i * N_i}{1000} (m^3 / j) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- D_i : dotation journalière en l/j/hab.
- N_i : nombre de consommateurs.

$$\text{AN : } Q_{\text{moy},j} = \frac{150 * 9170}{1000} = 1375,5 \text{ m}^3/j$$

$Q_{\text{moy},j} = 1375,5 \text{ m}^3/j$

3.4 Débit de consommation moyenne des équipements à l'état actuel

En ce qui concerne les équipements, nous allons les récapituler dans le tableau 6.

Tableau 6 : débit moyen des différents consommateurs (2008)

Type d'équipement	usager	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (m ³ /j)
Equipements scolaires - une école	250 élèves	25	6.20
Equipements sanitaires - un centre de santé	65 lits de malades	60	3,9
Equipements socioculturels - Une Mosquée.	400 fideles	25	10
Equipements commerciaux - Petit commerces.	300 marchands	15	4.50
TOTAL (m³/j)			24,60

Le débit moyen de consommation totale est alors :

$$Q_{\text{moy},j} = 24,60 + 1375,5 \rightarrow Q_{\text{moy},j} = 1400 \text{ m}^3/\text{j}$$

4. Etude des variations des débits

4.1 Variation des débits de consommation dans le temps

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. Elles représentent les variations les plus importantes.

4.2 Coefficient d'irrégularité

4.2.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

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

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \dots \dots \dots (3)$$

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

4.2.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \dots \dots \dots (4)$$

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

4.2.3 Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

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

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend **$\alpha_{max} = 1,3$** .
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°7 nous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 7 : variation du coefficient β_{max}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 9170, alors :

$$\beta_{max} = (1,3 \cdot 9170) / (10000) = 1,2$$

la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,2 \cdot 1,3 = 1,56$$

$$K_{max,h} = 1,56$$

4.2.4 Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots \dots \dots (6)$$

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend **$\alpha_{min} = 0,5$** .
- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°8 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 8 : variation du coefficient β_{min}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Donc pour notre cas on prend **10000** \longrightarrow **0,4**
9170 \longrightarrow **B_{minh}**

$$B_{\min,h} = 0,37$$

la valeur de $K_{\min,h}$ sera alors :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,37 = 0,185.$$

$$K_{\min,h} = 0,185$$

4.3 Détermination des débits journaliers

4.3.1 Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (7)$$

On prend $K_{\min,j} = 0,8$

$$\text{d'où } Q_{\min,j} = 0,8 * 1400 = 1120 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\min,j} = 1120 \text{ m}^3/\text{j}$$

4.3.2 Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (8)$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière , donc :

$$Q_{\max,j} = 1,2 * 1400 = 1680 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où :

$$Q_{\max,j} = 1680 \text{ m}^3/\text{j}$$

4.4 Détermination des débits horaires

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

4.4.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy, h}} = Q_{\text{max, j}}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots \dots \dots (9)$$

Avec : - $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

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

Donc : $Q_{\text{moy, h}} = \frac{1680}{24} = 70 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{moy, h}} = 70 \text{ m}^3/\text{h}$$

4.4.2 Détermination du débit maximum horaire

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

$$Q_{\text{max, h}} = K_{\text{max, h}} \cdot Q_{\text{moy, h}} \dots \dots \dots (10)$$

Avec : - $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $K_{\text{max, h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\text{max, h}} = 1,56 \cdot 70 = 109,10 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max, h}} = 109,1 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ou } 30,33 \text{ l/s}$$

4.5 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition variant de moins de 10000 habitants pour l'année 2008 et de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2025.

Tableau 9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

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

Tableau 10 : Variation des débits horaires (2008)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 1680\text{m}^3/\text{J}$		Courbe de la consommation Cumulée	
	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	1.00	16,80	1.00	16,80
1-2	1.00	16,80	2.00	33,60
2-3	1.00	16,80	3.00	50,40
3-4	1.00	16,80	4.00	67,20
4-5	2.00	33,60	6.00	100,80
5-6	3.00	50,40	9.00	151,20
6-7	5.00	84,00	14.00	235,20
7-8	6.50	109,20	20.50	344,40
8-9	6.50	109,20	27.00	453,60
9-10	5.50	92,40	32.50	546,00
10-11	4.50	75,60	37.00	621,60
11-12	5.50	92,40	42.50	714,00
12-13	7.00	117,60	49.50	831,60
13-14	7.00	117,60	56.50	949,20
14-15	5.50	92,40	62.00	1041,60
15-16	4.50	75,60	66.50	1117,20
16-17	5.00	84,00	71.50	1201,20
17-18	6.50	109,20	78.00	1310,40
18-19	6.50	109,20	84.50	1419,60
19-20	5.00	84,00	89.50	1503,60
20-21	4.50	75,60	94.00	1579,20
21-22	3.00	50,40	97.00	1629,60
22-23	2.00	33,60	99.00	1663,20
23-24	1,00	16,80	100	1680,00
total	100	1860		

$Q_{\max h} = 117,60 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 32,67 l/s

$Q_{\min h} = 16,80 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 4,67 l/s

4.6 Détermination des graphiques de consommation (2008)

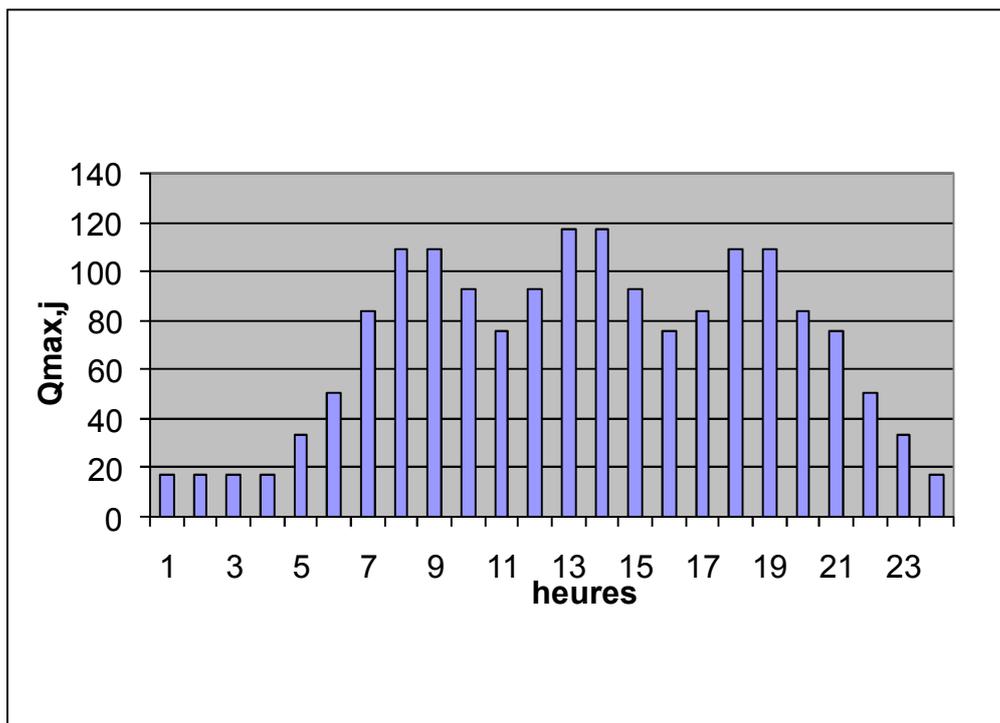


Fig. 7.graphique de consommation

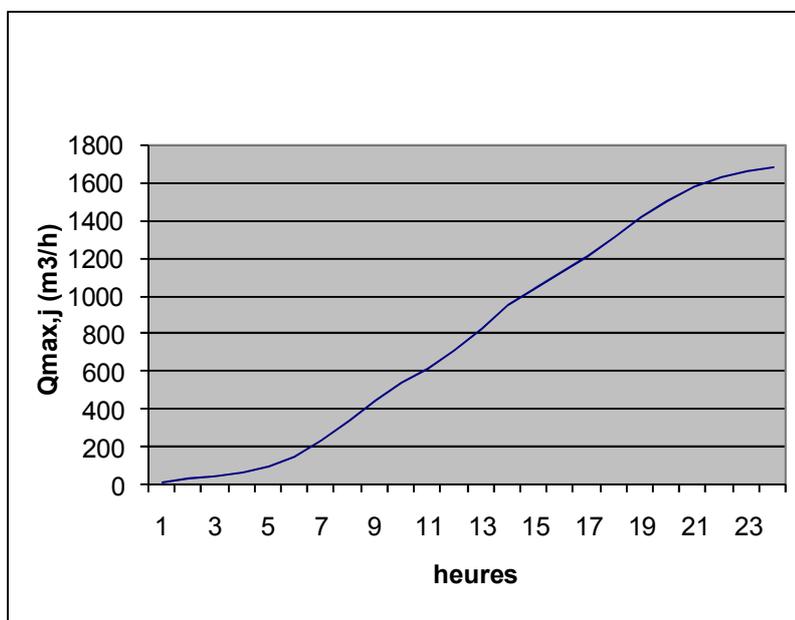


Fig. 8 courbe intégrale

5. Estimation de la population a l'horizon 2025

5.1 Calcul des besoins en eau

Notre zone d'étude est actuellement dépourvue d'équipements, mis à part l'existence d'une mosquée, d'un centre de santé et d'une école primaire. Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. Nous allons toujours utiliser les mêmes formules pour les calculs des débits mais seule la dotation va changer car les habitudes de consommations vont changés avec l'évolution de la mentalité et les confort que procure l'évolution technologique. Nous allons récapituler l'ensemble des débits moyens des différents consommateurs de l'horizon (2025) dans le tableau 11.

Tableau 11 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2025)

secteur	usager	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (m ³ /j)
Domestique	14750 hab	180	2655
Scolaire : - une école ; -Un lycée ; - une centre universitaire ; -une cité universitaire.	500 élèves 800 élèves 4000 étudiants 1000 étudiants	45	276
Sanitaire : - centre de santé ; -polyclinique.	100 lits de malades 300 lits de malades	80	32
Administratif : - Un siège d'APC ; - Une agence de PTT ; - Services divers.	25 travailleurs 65 travailleurs 120 agents	25	5,25

Tableau 11 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2025) (suite)

secteur	usager	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (m ³ /j)
Socioculturel : - Salle de sport ; - Salle polyvalente ; - Sureté urbaine ; - Mosquée.	150 abonnés 400 abonnés 150 agents 600 fideles	25	32,5
Commercial : - Marché ; - Un centre commercial ; - Petit commerces	800 marchands 200 marchands 120 marchands	25	28
TOTAL (m³/j)			3029

5.2 Détermination des débits journaliers

5.2.1 Consommation minimale journalière (Q_{min,j})

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (11)$$

On prend $K_{\min,j}=0,8$

d'où $Q_{\min,j} = 0,8 * 3029,40 = 2423,52 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 2423,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

5.2.2 Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (12)$$

$$Q_{\max,j} = 1,2 * 3029,40 = 3635,28 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où : $Q_{\max,j} = 3635,28 \text{ m}^3/\text{j}$

5.3 Détermination des débits horaires

5.3.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots \dots \dots (13)$$

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{3635,28}{24} = 151,47 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\text{moy},h} = 151,47 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.3.2 Débit maximum horaire

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} \dots \dots \dots (14)$$

D'après interpolation nous avons obtenu $K_{\max,h} = 1,63$

D'où $Q_{\max,h} = 1,63 * 151,47 = 246,14 \text{ m}^3/\text{h}$

$$Q_{\max,h} = 246,14 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ou } 68,37 \text{ l/s}$$

La variation des horaires sera donnée par le tableau 12.

Tableau 12 : Variation des débits horaires (2025)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 3635,28 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	(%)	m^3/H	(%)	M^3/h
0-1	1,5	54,53	1,50	54,53
1-2	1,5	54,53	3,00	109,06
2-3	1,5	54,53	4,50	163,59
3-4	1,5	54,53	6,00	218,12
4-5	2,5	90,88	8,50	309,00
5-6	3,5	127,23	12,00	436,23
6-7	4,5	163,59	16,50	599,82
7-8	5,5	199,94	22,00	799,76
8-9	6,25	227,21	28,30	1026,97
9-10	6,25	227,21	34,60	1254,18
10-11	6,25	227,21	40,90	1481,39
11-12	6,25	227,21	47,20	1708,60
12-13	5	181,76	52,20	1890,36
13-14	5	181,76	57,20	2072,12
14-15	5,5	199,94	62,70	2272,06
15-16	6	218,12	68,70	2490,18
16-17	6	218,12	74,70	2708,30
17-18	5,5	199,94	80,20	2908,24
18-19	5	181,76	85,20	3090,00
19-20	4,5	163,59	89,70	3253,59
20-21	4	145,41	93,70	3399,00
21-22	3	109,06	96,70	3508,06
22-23	2	72,71	98,70	3580,77
23-24	1,5	54,53	100	3635,30
total	100	3635,27		

$$Q_{\max,h} = 227,21 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{et} \quad Q_{\min,h} = 54,53 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.4 Détermination des graphiques de consommation (2025)

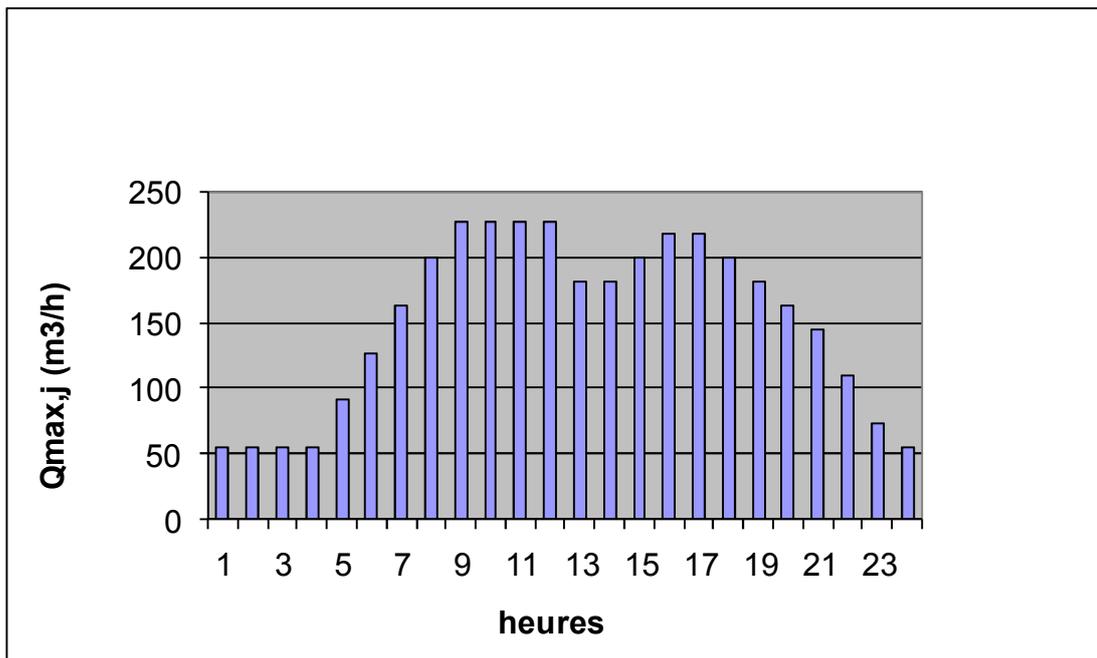


Fig. 9 graphique de consommation totale

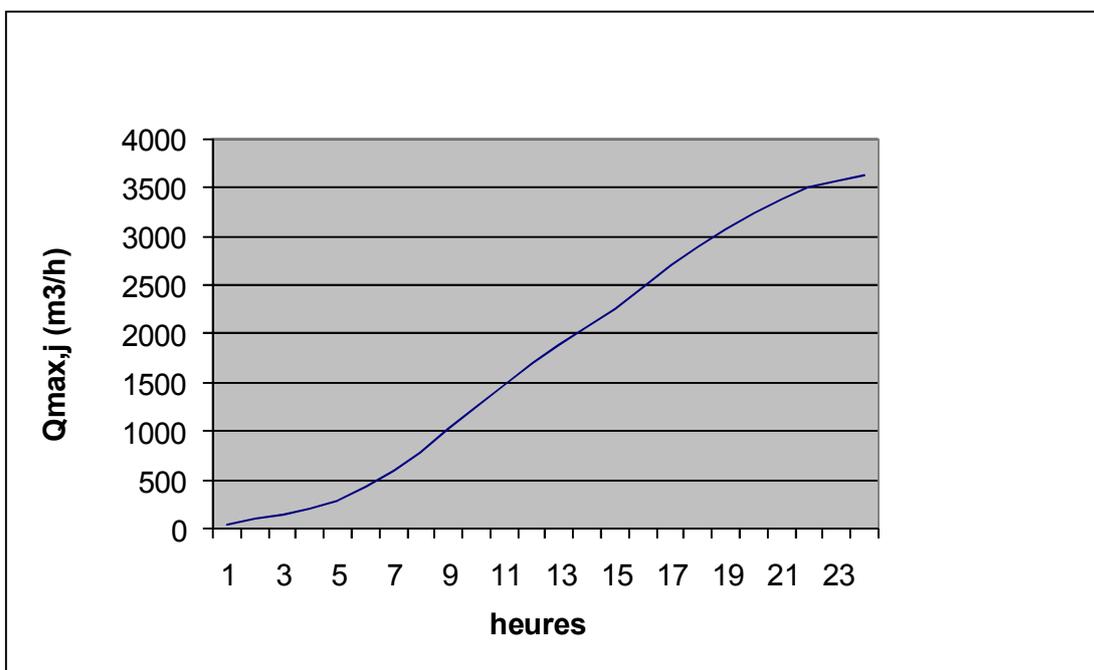


Fig. 10 courbe intégrale

6. Conclusion

Nous avons remarqué que le nombre de la population de H'laimia a pratiquement doublé a l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de prévoir d'autre sources d'approvisionnement mis à part le barrage de Keddara qui n'est pas destiné uniquement pour alimenter la commune de H'laimia. Nous allons déterminer dans le chapitre qui suit la capacité du réservoir de stockage de la commune et diagnostiqué le réservoir existant.

chapitre III

Les reservoirs d'eau

1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industrielle. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

2. Rôle des réservoirs

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, leur rôle primordial fût, ensuite, de parer à un accident survenu dans l'adduction. Ils constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- * Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- * Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- * Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- * Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- * Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- * Assurer la réserve d'incendie ;
- * Jouer le rôle de relais ;
- * Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

2.1 Emplacement des réservoirs

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

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être 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.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

- l'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

2.2 Choix du type du réservoir

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, le réservoir existant est un réservoir surélevé construit en maçonnerie. La hauteur du plan d'eau est de 4m.

Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite d'arrivée de DN 300 mm
- Conduite de trop plein de DN20 mm en fonte
- Conduite principale de distribution DN400 mm en amiante ciment.

2.3 Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- ❖ d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- ❖ d'une conduite de départ ou de distribution ;
- ❖ d'une conduite de vidange ;
- ❖ d'une conduite de trop-plein ;
- ❖ du système de matérialisation d'incendie ;
- ❖ d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit a l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles a double bride.

2.3.1 Conduite d'arrivé ou d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à

l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

2.3.2 Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. 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.

2.3.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir 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 étrangers.

2.3.4 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.

2.3.5 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.

3. Vidange et remplissage des réservoirs

Nous distinguons trois cas :

- a) le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$). C'est la vidange rapide ;
- b) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s .
- c) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s .

4. Détermination de la capacité du réservoir

4.1. Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant

Le stockage de l'eau potable de la commune de H'laimia est assuré par un seul réservoir. C'est un château d'eau qui n'a pas uniquement comme rôle l'alimentation de cette zone, car il assure aussi le remplissage des autres réservoirs gravitairement ; c'est donc aussi un réservoir tampon.

Le château d'eau en question est un ouvrage en béton armé composé d'une cuve cylindrique reposant sur une tour conçue en voile circulaire. Cet ouvrage a une capacité de 500 m^3 et une hauteur de tour de 17m. Son remplissage se fait à partir de la station de traitement de Boudouaou. Il assure la distribution des quartiers et centres suivants :

- Le quartier H'laimia(I) et plateau (Boudouaou) en diamètre 150mm,
- H'laimia (II) en diamètre 150mm au sud,
- Cité el Kerrouch (Reghaia) en diamètre 80mm à l'Ouest,
- Haouch el Mekhfi et cité Hai el Badre (Reghaia) en diamètre 300mm à l'Ouest également.

Les caractéristiques de ce réservoir sont regroupées dans le tableau 13.

Tableau 13 : Caractéristiques du réservoir surélevé de H'laimia

Localisation	Type	Capacité (m ³)	Côte terrain naturel (m)	Côte du radier (m)	Côte du trop plein (m)	Ouvrage amont	Ouvrage aval
H'laimia	surélevé	500	90	107	111.	Station de pompage Boudouaou	Réseau de distribution de H'laimia

4.2 Principe de calcul

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

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

4.2.1. Calcul par la Méthode analytique

La détermination de la capacité du réservoir de stockage est fonction des variations des débits de consommation durant les différentes heures de la journée. Elle est estimée en tenant compte du débit d'entrer comme celui de sorti. Le volume total sera alors :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{in}$$

Les volumes ΔV_{\max}^+ et ΔV_{\max}^- sont respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée.

ΔV_{in} : volume de la réserve d'incendie, pris égal a 120 m³ c'est-à-dire le volume nécessaire pour une durée d'extension d'incendie pendant deux (2) heures.

ΔV : volume d'apport – le volume consommé

Remarque : le volume d'apport = le volume max. journalier

le volume consommé = le volume d'apport * ah * $\frac{24}{100}$

ah : coefficient horaire en fonction de la taille de la ville.

Tableau 14 : Calcul de la capacité du réservoir projeté (2025)

heures	ah (%)	Volume (m ³)		Volumés cumulés (m ³)		Différences ΔV (m ³)	
		apport	consommé	apport	consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,5	151,47	54,53	151,47	54,53	96,94	
1-2	1,5	151,47	54,53	302,94	109,06	193,88	
2-3	1,5	151,47	54,53	454,41	163,59	290,82	
3-4	1,5	151,47	54,53	605,88	218,12	387,76	
4-5	2,5	151,47	90,88	757,35	309,00	448,35	
5-6	3,5	151,47	127,23	908,82	436,23	472,59	
6-7	4,5	151,47	163,59	1060,29	599,82	460,17	
7-8	5,5	151,47	199,94	1211,76	799,76	412,00	
8-9	6,25	151,47	227,21	1363,23	1026,97	336,26	
9-10	6,25	151,47	227,21	1514,70	1254,18	260,52	
10-11	6,25	151,47	227,21	1666,17	1481,39	184,78	
11-12	6,25	151,47	227,21	1817,64	1708,60	109,04	
12-13	5	151,47	181,76	1969,11	1890,36	78,75	
13-14	5	151,47	181,76	2120,58	2072,12	48,46	
14-15	5,5	151,47	199,94	2272,05	2272,05	0,00	
15-16	6	151,47	218,12	2423,52	2490,18		66,66
16-17	6	151,47	218,12	2574,99	2708,30		133,31
17.-18	5,5	151,47	199,94	2726,46	2908,24		181,78
18-19	5	151,47	181,76	2877,93	3090,00		212,07
19-20	4,5	151,47	163,59	3029,40	3253,59		224,19
20-21	4	151,47	145,41	3180,87	3399,00		218,13
21-22	3	151,47	109,06	3332,34	3508,06		175,72
22-23	2	151,47	72,71	3483,81	3580,77		96,96
23-24	1,5	151,47	54,53	3635,28	3635,28		0,00
total	100	3635,28	3635,27				

La capacité du réservoir est déterminée par la formule suivante :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{in}$$

D'après le tableau ci-dessus on a $\Delta V_{\max}^+ = 472,59$ et $\Delta V_{\max}^- = 224,19$.

Donc $V_t = (472,59 + 224,19 + 120) = 816,78 \text{ m}^3 \rightarrow V_t = 816,78 \text{ m}^3$

On opte pour un volume de stockage global en arrondissant la valeur obtenue à 1000 m^3 .

5. Conclusion

La capacité du réservoir actuel est loin de satisfaire nos besoins en matière de stockage à l'horizon d'étude (2025). Nous allons donc prévoir un autre réservoir de capacité similaire au premier pour pallier à ce problème.

Il semble que le volume d'un réservoir doit correspondre au moins au quart de la consommation journalière qu'il dessert. Dans notre cas, cette relation est vérifiée car $V = 1000\text{m}^3$ et $Q_{\text{max},j} = 3635\text{m}^3/\text{j}$.

La prochaine étape est donc de procéder à une simulation du réseau de distribution pendant une période de 24 heures afin d'observer le comportement de notre réseau tant du point de vue débit, vitesse et pression.

chapitre IV

Dimensionnement du reseau

1. Introduction

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits route pour chaque tronçon.

2. Choix du système de distribution :

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

2.1 Choix du type de réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas des réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixtes (ramifiés+maillés)). Le réseau de distribution choisi dans notre cas d'étude est le réseau maillé suite à des nombreux avantages qu'il procure.

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs bouches fermés en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

3. Principe du tracé du réseau maillé

Pour le tracé du réseau maillé nous devons :

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

3.1. Choix du matériau des conduites

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

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

a. Tuyaux en fonte

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus des inconvénients.

Avantage

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

Inconvénients

1. Sensible a la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse ;
2. Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un cout très élevé pendant la pose ;
3. Mauvaise résistance au cisaillement ;
4. Une durée de vie d'environ 30 ans.

b. Tuyaux en acier

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

Avantage

1. Résistances aux contraintes (choc, écrasement.) ;
2. Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.

Leur principal inconvénient est la corrosion.

c. Tuyaux en P.E.H.D**Avantages**

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

Inconvénient

1. Nécessite une grande technicité pour la jonction.

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

4. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie.

4.1. Détermination des débits :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante.

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe ;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

a. Cas de pointe :

D'après le tableau N°8 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 09h

$$Q_{pte} = 227,21 \text{ m}^3/\text{h} = 63,11 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

- Débit route : Q_{rte}

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc}$$

Avec $\sum Q_{cc} = \sum Q_{ind} = 0$ pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc $Q_{rte} = Q_{pte} = 63,11 \text{ l/s}$

- Débit spécifique : $q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L}$

$$\text{donc } q_{sp} = \frac{63,11}{7120} = 0,0089 \text{ l/s/m}$$

$$q_{sp} = 0,0089 \text{ l/s/m}$$

- Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rtei} = q_{sp} * L_i$$

Tableau 15 : détermination des débits route

N° de tronçons	L (m)	q_{sp} (l/s/m)	Q_{rte} (l/s)	
1-2	231	0,0089	2,05	
1-6	431,5		3,82	
2-3	113		1	
2-7	235,5		2,09	
3-4	256		2,27	
3-9	115		1,02	
4-10	145		1,29	
4-5	74		0,66	
5-13	85,5		0,76	
5-6	367		3,25	
8-7	113		1	
8-9	133,5		1,18	
10-9	182		1,61	
10-11	430		3,81	
12-11	131		1,16	
12-13	585		5,19	
14-13	270		2,39	
14-16	252		2,23	
15-14	211		1,87	
15-6	526,5		4,67	
15-20	645		5,72	
17-16	426		3,78	
17-18	60		0,53	
19-16	373,5		3,31	
19-18	629		5,58	
19-20	99		0,87	
Total :	7120			63,11

- **Débits aux nœuds**

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_{ndi} = 0.5 \sum Q_{rtei} + Q_{cc} \rightarrow Q_{cc} = 0$$

Tableau 16 : détermination des débits aux nœuds

N° de nœuds	Tronçons apparent	Q _n (l/s)
1	1-6 ; 1-2	3
2	2-1 ; 2-3 ; 2-7	2,7
3	3-2 ; 3-4 ; 3-9	2,2
4	4-3 ; 4-5 ; 4-10	2,2
5	5-4 ; 5-6 ; 5-13	2,4
6	6-5 ; 6-1 ; 6-15	6
7	7-2 ; 7-8	1,7
8	8-7 ; 8-9	1,2
9	9-8 ; 9-10 ; 9-3	2
10	10-9 ; 10-4 ; 10-11	3,5
11	11-10 ; 11-12	2,6
12	12-11 ; 12-13	3,3
13	13-12 ; 13-5	3
14	14-16 ; 14-15 ; 14-13	3,3
15	15-14 ; 15-6 ; 15-20	6,2
16	16-14 ; 16-17 ; 16-19	4,7
17	17-16 ; 17-18	2,2
18	18-17 ; 18-19	3,11
19	19-16 ; 19-18	4,5
20	20-19 ; 20-15	3,3
Total		63,11

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 la le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°18.

Tableau 17 : détermination des débits aux nœuds

N°de nœuds	Tronçons apparent	Q_n (l/s)	Q_{cc} (l/s)	Q_{nT} (l/s)
1	1-6 ; 1-2	3	–	3
2	2-1 ; 2-3 ; 2-7	2,7	–	2,7
3	3-2 ; 3-4 ; 3-9	2,2	–	2,2
4	4-3 ; 4-5 ; 4-10	2,2	–	2,2
5	5-4 ; 5-6 ; 5-13	2,4	–	2,4
6	6-5 ; 6-1 ; 6-15	6	–	6
7	7-2 ; 7-8	1,7	–	1,7
8	8-7 ; 8-9	1,2	–	1,2
9	9-8 ; 9-10 ; 9-3	2	–	2
10	10-9 ; 10-4 ; 10-11	3,5	–	3,5
11	11-10 ; 11-12	2,6	–	2,6
12	12-11 ; 12 -13	3,3	–	3,3
13	13-12 ; 13-5	3	–	3
14	14-16 ; 14-15 ; 14-13	3,3	–	3,3
15	15-14 ; 15-6 ; 15-20	6,2	–	6,2
16	16-14 ; 16-17 ; 16-19	4,7	–	4,7
17	17-16 ; 17-18	2,2	–	2,2
18	18-17 ; 18-19	3,11	17	20,11
19	19-16 ; 19-18	4,5	–	4,5
20	20-19 ; 20-15	3,3	–	3,3
Total		63,11		80,11

5. Détermination des diamètres avantageux

Les diamètres avantageux sont donnés dans le tableau 18 en fonction des débits véhiculés dans chaque tronçon.

Tableau 18 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	< 3	3 à 7,3	7,3 à 10,6	10,6 à 15,10	15,10 à 19,8	19,8 à 26,5	265 à 42	42 à 65	65 à 93

Suite à la répartition arbitraire des débits que nous avons effectués, nous pouvons alors déterminer le diamètre avantageux de chaque tronçon.

Tableau 19 : débit en fonction des diamètres avantageux

tronçons	Débits repartis (l/s)		Q _{max} (l/s)	D (mm)
	pointe	Pte+Incendie		
1-2	14,28	18,56	18,56	150
1-6	14,28	18,54	18,54	150
2-3	6,14	7,93	7,93	100
2-7	6,14	7,93	7,93	100
3-4	1,97	2,87	2,87	75
3-9	1,97	2,87	2,87	75
4-10	0,64	2,2	2,2	75
4-5	0,87	0,67	0,87	75
5-13	0,87	4,54	4,54	75

Tableau 19 : débit en fonction des diamètres avantageux (suite)

tronçons	Débits repartis (l/s)		Q _{max} (l/s)	D (mm)
	pointe	Pte+Incendie		
5-6	4,14	6,27	6,27	100
8-7	4,44	6,23	6,23	100
8-9	3,24	5,03	5,03	75
10-9	3,21	7,90	7,90	100
10-11	0,35	2,2	2,2	75
12-11	2,97	0,4	2,97	75
12-13	6,27	3,70	6,27	100
14-13	8,4	2,16	8,40	100
14-16	3,05	14,58	14,58	150
15-14	14,75	20,04	20,04	150
15-6	4,14	6,27	6,27	100
15-20	14,75	20,04	20,04	150
17-16	1,83	16	16	150
17-18	0,38	13,8	13,8	150
19-16	3,48	6,12	6,12	100
19-18	3,48	6,12	6,12	100
19-20	11,45	16,74	16,74	150

6. Dimensionnement du réseau

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé EPANET. La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par l'EPANET suivant la formule de DARCY-WEISBACH est : $\varepsilon = 0,0015$ mm.

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- formule de Hazen-Williams
- formule de Darcy-Weisbach
- formule de Chezy-Manning
 - La formule de Hazen-Williams est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents.
 - La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.
 - Par contre, la formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

Pour la formule de Darcy-Weisbach, EPANET utilise différentes méthodes pour calculer le facteur de friction (f) selon le régime d'écoulement:

- La formule de Hagen-Poiseuille est utilisée pour un écoulement Laminaire ($Re < 2000$).
- L'approximation de Swamee et Jain dans l'équation de Colebrook-White est utilisée pour un écoulement entièrement turbulent ($Re > 4000$).
- L'interpolation cubique du diagramme de Moody est utilisée pour un écoulement transitoire ($2000 < Re < 4000$).

Vue les avantages qu'il procure, nous allons simuler notre réseau de distribution avec comme formule de perte de charge celle de DARCY-WEISBACH.

Tableau 20 : Formules de perte de charge totale (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en m³/s)

formule	Perte de charge totale
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{-4.871} L$
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\varepsilon, d, q) d^{-5} L$
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

Source : (manuel d'aide d'EPANET)

Avec :

C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams

ε = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)

f = facteur de friction (dépend de ε , d, et q)

n = coefficient de rugosité de Manning

d = diamètre du tuyau (m)

L = longueur du tuyau (m)

q = débit (m³/s)

7. Résultats de la simulation

7.1 Cas de pointe

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau 21.

Tableau 21 : Résultats de la simulation

N° des tuyaux	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)	Facteur de Friction
Tuyau 1	231	150	0,1	19,61	1,11	8,41	0,02
Tuyau 2	431,5	150	0,1	17,98	1,02	7,12	0,02
Tuyau 3	367	125	0,1	9,1	0,74	4,9	0,022
Tuyau 4	526,5	100	0,1	2,88	0,37	1,74	0,025
Tuyau 5	211	125	0,1	13,45	1,1	10,29	0,021
Tuyau 6	645	100	0,1	5,75	0,73	6,32	0,023
Tuyau 7	99	100	0,1	2,45	0,31	1,29	0,026
Tuyau 9	629	125	0,1	1,69	0,14	0,22	0,029
Tuyau 11	426	100	0,1	3,62	0,46	2,66	0,025
Tuyau 12	252	150	0,1	12,06	0,68	3,34	0,021
Tuyau 14	235,5	100	0,1	5,09	0,65	5,01	0,023
Tuyau 15	113	125	0,1	11,83	0,96	8,05	0,021
Tuyau 16	115	75	0,1	3,35	0,76	9,71	0,025
Tuyau 17	256	100	0,1	6,27	0,8	7,44	0,023
Tuyau 19	85,5	100	0,1	7,74	0,98	11,08	0,022
Tuyau 20	113	100	0,1	3,39	0,43	2,34	0,025
Tuyau 21	133,5	75	0,1	2,19	0,49	4,35	0,026
Tuyau 22	182	75	0,1	3,54	0,8	10,75	0,025
Tuyau 23	145	75	0,1	3,04	0,69	8,05	0,025
Tuyau 24	430	100	0,1	3,08	0,39	1,96	0,025
Tuyau 26	585	100	0,1	2,82	0,36	1,68	0,025
Tuyau 27	53	250	0,1	40,59	0,83	2,56	0,018
Tuyau 28	47	200	0,1	22,52	0,72	2,57	0,02
Tuyau 25	100	75	0,1	0,48	0,11	0,28	0,035
Tuyau 29	100	75	0,1	3,74	0,85	11,9	0,024
Tuyau 30	100	75	0,1	1,04	0,23	1,11	0,03
Tuyau 31	100	75	0,1	1,91	0,43	3,4	0,027
Tuyau 32	100	75	0,1	1,42	0,32	1,97	0,028

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau 22.

Tableau 22 : charges et pressions dans le réseau

N° des nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	90,18	3	110,86	20,68
Nœud 2	86,4	2,7	108,92	22,52
Nœud 3	87	2,2	108,01	21,01
Nœud 4	86,5	2,2	106,11	19,61
Nœud 5	86,6	2,4	106	19,4
Nœud 6	86,6	6	107,79	21,19
Nœud 7	82,3	1,7	107,74	25,44
Nœud 8	83,3	1,2	107,48	24,18
Nœud 9	85,5	2	106,9	21,4
Nœud 10	81	3,5	104,94	23,94
Nœud 11	63,56	2,6	104,1	40,54
Nœud 12	70	3,3	104,07	34,07
Nœud 13	87,1	3	105,05	17,95
Nœud 14	87,45	3,3	104,71	17,26
Nœud 15	86,8	6,2	106,88	20,08
Nœud 16	85,6	4,7	103,87	18,27
Nœud 17	81,8	2,2	102,74	20,94
Nœud 18	76	3,11	102,54	26,54
Nœud 19	86,4	4,5	102,68	16,28
Nœud 20	84,5	3,3	102,81	18,31
Réservoir 21	107	40,59	111	4
Réservoir 22	103	22,52	107	4

7.2 Cas de pointe + incendie

Tableau 23 : vitesse et perte de charge dans le réseau

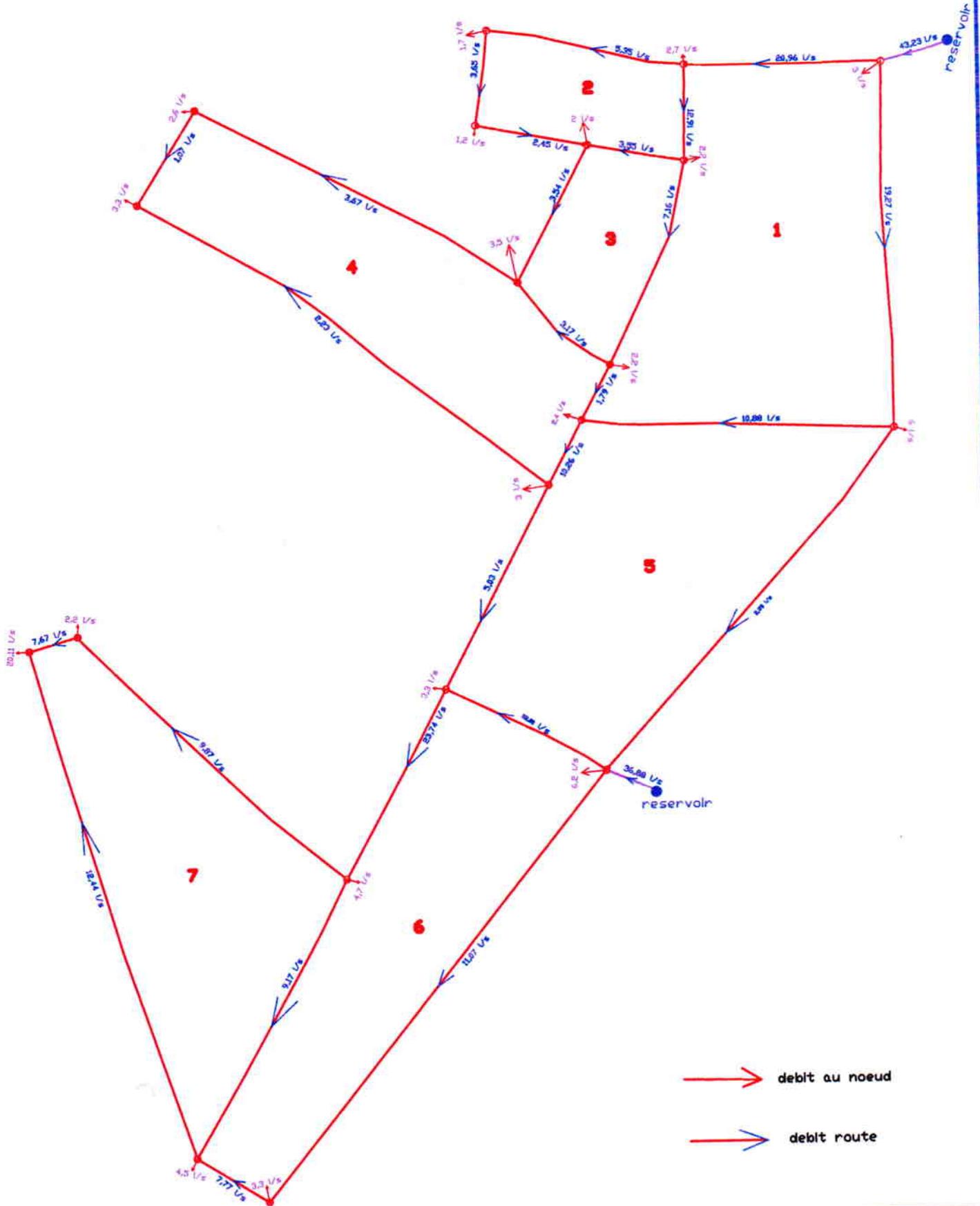
N° des conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)	Facteur de friction
Tuyau 1	231	150	0,1	20,96	1,19	9,55	0,02
Tuyau 2	431,5	150	0,1	19,27	1,09	8,13	0,02
Tuyau 3	367	125	0,1	10,88	0,89	6,86	0,021
Tuyau 4	526,5	100	0,1	2,39	0,3	1,23	0,026
Tuyau 5	211	125	0,1	22	1,79	26,51	0,02
Tuyau 6	645	100	0,1	11,07	1,41	22,01	0,022
Tuyau 7	99	100	0,1	7,77	0,99	11,18	0,022
Tuyau 9	629	125	0,1	12,44	1,01	8,86	0,021
Tuyau 11	426	100	0,1	9,87	1,26	17,65	0,022
Tuyau 12	252	150	0,1	23,74	1,34	12,12	0,02
Tuyau 14	235,5	100	0,1	5,35	0,68	5,51	0,023
Tuyau 15	113	125	0,1	12,91	1,05	9,51	0,021
Tuyau 16	115	75	0,1	3,55	0,8	10,83	0,025
Tuyau 17	256	100	0,1	7,16	0,91	9,56	0,023
Tuyau 19	85,5	100	0,1	10,26	1,31	19,01	0,022
Tuyau 20	113	100	0,1	3,65	0,46	2,69	0,025
Tuyau 21	133,5	75	0,1	2,45	0,55	5,38	0,026
Tuyau 22	182	75	0,1	4	0,91	13,56	0,024
Tuyau 23	145	75	0,1	3,17	0,72	8,74	0,025
Tuyau 24	430	100	0,1	3,67	0,47	2,73	0,024
Tuyau 26	585	100	0,1	2,23	0,28	1,08	0,026
Tuyau 27	53	250	0,1	43,23	0,88	2,88	0,018
Tuyau 28	47	200	0,1	36,88	1,17	6,57	0,019
Tuyau 25	100	75	0,1	1,07	0,24	1,18	0,029
Tuyau 29	100	75	0,1	9,17	2,08	66,55	0,023
Tuyau 30	100	75	0,1	1,79	0,4	2,99	0,027
Tuyau 31	100	75	0,1	5,03	1,14	20,99	0,024
Tuyau 32	100	75	0,1	7,67	1,74	47,12	0,023

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau 24.

Tableau 24 : charges et pressions dans le réseau

N° des Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	90,18	3	110,85	20,67
Nœud 2	86,4	2,7	108,64	22,24
Nœud 3	87	2,2	107,57	20,57
Nœud 4	86,5	2,2	105,12	18,62
Nœud 5	86,6	2,4	104,82	18,22
Nœud 6	86,6	6	107,34	20,74
Nœud 7	82,3	1,7	107,34	25,04
Nœud 8	83,3	1,2	107,04	23,74
Nœud 9	85,5	2	106,32	20,82
Nœud 10	81	3,5	103,85	22,85
Nœud 11	63,56	2,6	102,68	39,12
Nœud 12	70	3,3	102,56	32,56
Nœud 13	87,1	3	103,2	16,1
Nœud 14	87,45	3,3	101,1	13,65
Nœud 15	86,8	6,2	106,69	19,89
Nœud 16	85,6	4,7	98,04	12,44
Nœud 17	81,8	2,2	90,52	8,72
Nœud 18	76	20,11	85,81	9,81
Nœud 19	86,4	4,5	91,39	4,99
Nœud 20	84,5	3,3	92,49	7,99
Réservoir 21	107	43,23	111	4
Réservoir 22	103	36,88	107	4

Repartition definitive des debits (cas de pointe+incendie)



8. Conclusion

Après simulation, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur les pluparts des cas dans le réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles et inférieures à 0,5 m/s. Ces pressions suffisantes vont permettre de pallier aux problèmes actuels que rencontre notre réseau de distribution, car beaucoup des abonnés se plaignent d'un manque d'eau fréquent dans leur robinet. D'autre part, après un diagnostic fait sur place, on n'a constaté que ces problèmes sont dus à un sous dimensionnement du réseau existant qui a conduit par la suite à des fortes pertes de charge dans le réseau. Le choix du réseau maillé nous a permis d'économiser près de 30% sur le linéaire, car le réseau existant est ramifié et totalise 11,6 kilomètres alors que le réseau que nous venons de concevoir ne totalise que 7,12 kilomètres. Autrement dit, notre tracé est technico-économique. Dans le prochain chapitre, nous allons parler de l'ensemble des accessoires que comporte un réseau de distribution.

chapitre V

Les accessoires du reseau

1. Introduction

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les robinets-vannes à opercule, les robinets-vannes à papillons, les ventouses (simple ou à double orifice), les clapets d'air, les organes de mesure (débitmètre, manomètre), et les accessoires anti-béliers (les volants d'inertie, les soupapes de décharge, le ballon d'air, les cheminées d'équilibre) pour :

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

2. Les robinets

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

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

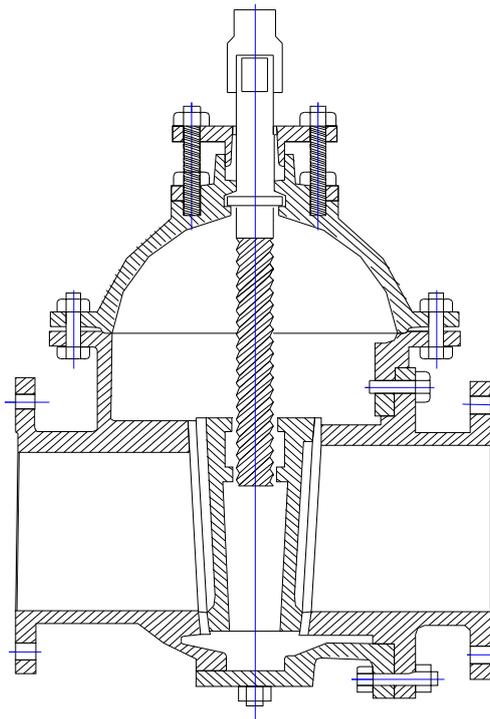


Fig.11 Robinet vanne

3. Les ventouses.

On trouve dans le commerce deux types d'appareils :

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

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement. D'après le profil en long de notre réseau, on a des points hauts aux nœuds 3, 17, et 19. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

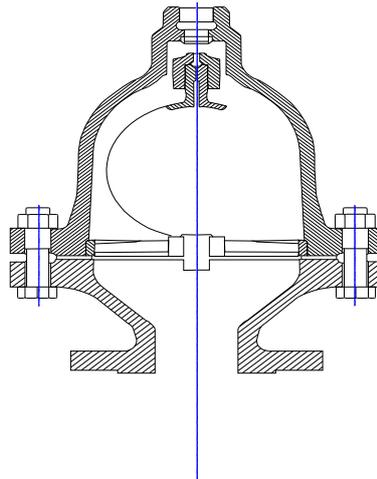


Fig.12 Ventouse à Simple effet

3.1 Détermination du débit d'air évacué

En supposant une détente adiabatique, le débit d'air est donné par la relation suivante :

$$Q_0 = \left(\frac{2}{\gamma + 1} \right)^{\frac{1+\gamma}{2(\gamma-1)}} * S * c$$

$\gamma = 1,4$ pour l'air

S : section du col sonique

C : vitesse du son à 15°C (340 m/s)

Q_0 : débit volumétrique d'air aux conditions de température et de pression dans la conduite.

$Q_0 = v_s$ ou v représente la vitesse de sortie d'air au droit du col.

Pour augmenter le débit d'évacuation d'air, il faut obligatoirement agrandir la section de passage, ce qui a pour conséquence d'augmenter le poids du flotteur et son encombrement puisqu'on a :

$$\rho v = sp$$

ρ : densité du flotteur

v : volume du flotteur

p : pression dans la conduite.

3.2 Mode d'utilisation des ventouses

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi.

3.2.1 Remplissage a débit réduit

Généralement on admet un remplissage à débit voisin du $\frac{1}{10}$ débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible, ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse (< 2bars). L'avantage de cette technique c'est que la pression dans la conduite reste faible pendant toute la durée de l'opération. La limitation du débit se fait soit :

- par des by-pass correctement dimensionnés dans le cas des conduites gravitaires ;
- par des vannes de régulations de débit dans le cas de conduites alimentées par station des pompages.

Remplissage sans limitation de débit (cas des conduites pleines)

Il faut alors contrôler le débit de sortie d'air pour éviter les coups de béliers. On utilise alors des ventouses et des clapets d'entrées d'air. Le remplissage se fait en deux phases.

- une première phase de compression de l'air (il ya intérêt tout de même à ne pas admettre un débit trop important).
- une deuxième phase de remplissage sous forte pression avec limitation de la sortie d'air par les ventouses.

4. Les clapets d'air

Il existe deux types de clapets :

- Clapets à simple effet (entrée d'air uniquement).
Ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. Il est monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne.
- Clapets à double effets : entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur venant obturer un orifice.

5. Les poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendies sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètre dotée d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. dans le cas ou les risques d'incendie sont élevé, la distance sera de 100 m. pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau. Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draines après les avoir utilisés. On choisit la côte de la rue ou on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution. Comme notre périmètre d'étude est à vocation agricole et ne possède pratiquement pas des industries ou des laboratoires chimique, le risque d'incendie est faible par conséquent on peut directement brancher les poteaux d'incendie sur le réseau de distribution au lieu de faire un réseau à part. Dans notre projet, ils sont placés là où les risques d'incendie sont jugés importants et que le diamètre de la maille dépasse 100 mm.

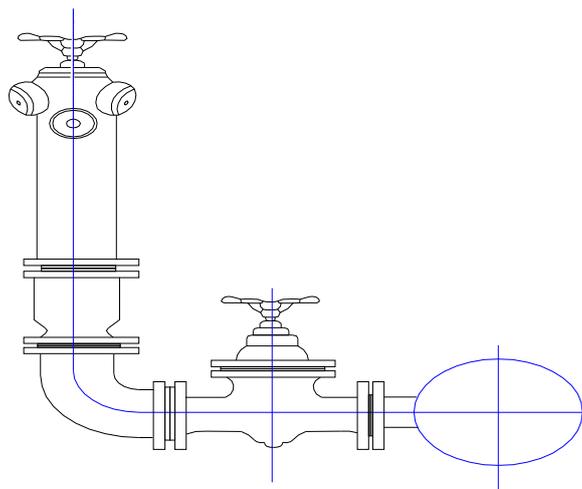


Fig.13. Bouche d'incendie

6. Les entrées de service ou branchement

On utilise des conduites d'au moins 20 mm qu'on raccorde à la conduite de distribution à l'aide d'un robinet de prise. On aménage un col de cygne sur l'entrée de service pour éviter que celui-ci se brise lors du mouvement du terrain. Ce col de cygne peut être situé soit dans un plan vertical ou horizontal.

7. Les régulateurs des pressions

7.1 Régulateurs de pression aval

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne quelque soit le débit de la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

7.2 Régulateur de pression amont

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

8. Les organes de mesure

8.1 Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres déprimogènes est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximale.

8.2 Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflet.

Les manomètres à aiguilles sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par denture et levier présentent une étendue de mesure jusqu'à 6000 atmosphères. L'exactitude des indications est de 1 à 6% de la limite supérieure de l'étendue de mesure.

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

Les manomètres à soufflet sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les surchauffages.

9. Les moyens anti-béliers

Les appareils les plus utilisés sont :

- Les volants d'inerties (station de pompage) qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre la surpression et la dépression.

9.1 Le volant d'inertie

Le volant d'inertie continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur. Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Ce système est généralement peu ou non utilisable, car :

- Il intervient que pour limiter les pressions seulement ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique (couteux).
- Plus le volant est lourd, plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible.

Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne, qui n'accèdent pas quelques centaines de mètres.

9.2 Les soupapes de décharge

Les soupapes anti-béliers se présentent sous la forme d'une vanne munie d'un ressort taré qui en assure la fermeture. En cas de surpression l'action de l'eau sur la face inférieure du clapet compense l'effet du ressort et permet l'ouverture progressive de la soupape. Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement

supérieure (5% environ) à la pression maximale de fonctionnement normal. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer rapidement pour que l'opération soit efficace. Les soupapes anti-béliers se place généralement en amont des vannes de sectionnement qui sont les organes générateurs du coup de bélier. Il est nécessaire de faire une étude de Bergeron pour déterminer les caractéristiques de la soupape.

9.3 Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimension assez considérable dans le cas des hauteurs des refoulements moyennes ou grandes.

Dans notre projet, on utilise les réservoirs d'air, car ils ont l'avantage de lutter en même temps contre la surpression et la dépression.

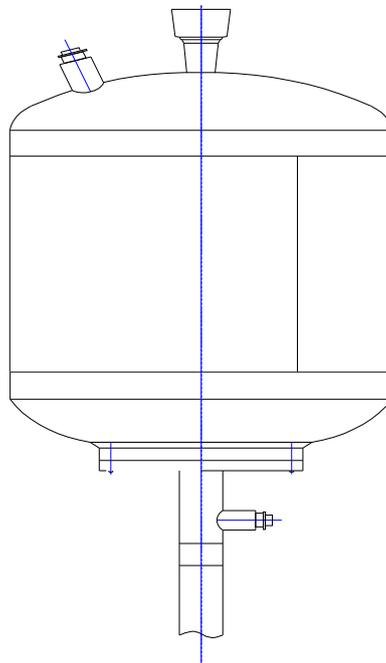


Fig.14 . Réservoir anti-bélier

10. Bouche de lavage

Une bouche de lavage est constituée par un coffre en fonte dans lequel sont placée une arrivée et son robinet de commande. La tête permet le raccordement du tuyau d'arrosage par un système simple et le tout est fermé par un couvercle. On distingue deux types de bouches :

- Les bouches non incongelables : raccordées sur la canalisation et toujours sous pression ;
- Les bouches incongelables de même conception mais placées sur un tube allongé de 75 à 80 cm qui se vide automatiquement, lorsque la bouche est fermée.

11. Conclusion

Les accessoires sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable car on vient de constater le rôle que jouent ses différents accessoires au niveau d'un réseau. Certains d'entre eux atténuent les coups de béliers (cas des réservoirs anti-bélier) par contre d'autres chassent l'air de la conduite en cas d'écoulement ou font rentrer l'air dans la conduite en cas de vidange (cas des ventouses).

Dans notre prochaine étape, nous entamerons le chapitre sur la pose de canalisation.

chapitre VI

Pose de canalisation

1. Introduction

La plupart du temps, les conduites sont posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement protégées et entretenues. Cette opération s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts de manière à assurer, s'il y a lieu, l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations. La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse y travailler. Elle est rarement inférieure à 70 cm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée. Au droit des joints, il est pratiqué dans les parois latérales des élargissements de la tranchée appelés niches. Il est essentiel que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelée. L'épaisseur du remblai est de l'ordre de 1 m. Le fond de la tranchée doit être bien plan tout le long d'une même pente, afin que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente ou de direction consécutifs.

2. Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

3. Mode opératoire**3.1 Pose selon la nature de terrain**

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (absence de rivière, de galerie et de marécage). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (gravier), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration etc... après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

3.2 Pose selon la nature des conduites

Dans notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 16 fois et 6 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

3.3. Traversées de routes

Nous avons dans le cas de notre agglomération la traversée d'une route à deux endroits. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la

conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation des chocs et vibration, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum de un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

4. Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites ;
- Emplacement des jalons des piquets ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Remblaiement des tranchées.

4.1 Vérifications et manutentions des canalisations

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées.

4.1.1 largeur du fond de la tranchée

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule suivante :

$$B = d + 2 \cdot e \text{ (m)} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

e : élargissement de la tranchée (e=30 cm)

4.1.2 profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites par exemple dans notre cas, nous avons aussi le réseau d'assainissement. L'excavation nécessite donc la détermination de deux paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »

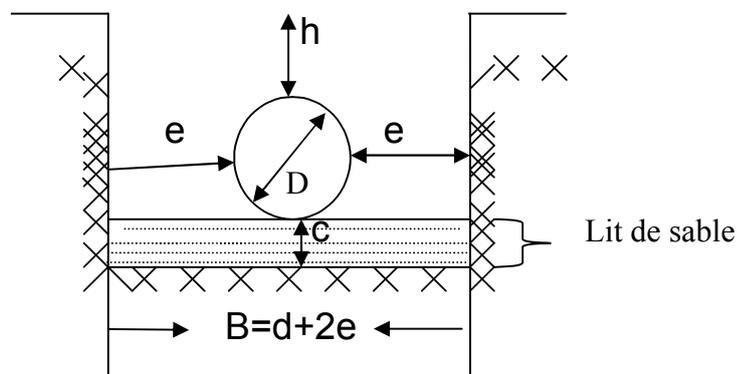


Fig.15 : Schéma d'une tranchée

$$H_{tr} = c + d + h \quad (\text{m}) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

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

c : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite (m).

5. choix des engins de terrassement

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Les pelles hydrauliques.
- Le bulldozer.

La pelle hydraulique sera utilisée dans l'opération suivante :

- Creusement des fouilles.
- Creusement de tranchées.
- Chargement des débris et de déblais.

Le bulldozer sera utilisé dans les opérations suivantes :

- Lame sur sol pour débroussailler.
- Lame élevée pour abattement des arbres.
- Lame sur sol pour pousser les masses (remblayer la tranchée)
- Lame au sol pour niveler le remblai avant compactage.

5.1 Définition de la pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains (même durs) : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842. La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchées.

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300l. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

Toutes les pelles en butée d'une capacité inférieure à 1300m³ s'adapte au travail en fouille par substitution au bras et au godet normaux au bras et d'un godet pour travail en fouille.

5.2 Définition du Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse, l'engin fait du terrassement par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards de notre réseau, on optera pour la pelle rétro.

Les caractéristiques de la pelle rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

6. La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

6.1 Assemblage des conduites

Pour les conduites en polyéthylène, c'est le cas de notre projet, en vue de leurs assemblages, les tuyaux comportent à une extrémité un bout lisse et à l'autre :

- soit une emboiture pour assemblage par collage à froid ;
- soit une emboiture munie d'une bague en élastomère (assemblage par bague de joint d'étanchéité).
- Soit les raccords par électro-manchons (soudage à l'aide d'un manchon en polyéthylène).

Cette tâche doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien des tançons de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de la tranchée.

6.2 Epreuve des joints et canalisations principales

Quand une certaine longueur de canalisation on été mise en place (300m à 400 m), elle est soumise à un essai à la pression hydraulique, essai dont le but est de s'assurer de l'étanchéité des joints. Pour y procéder, l'aval de la canalisation est obturé avec une plaque d'extrémité sur laquelle la pompe d'épreuve est branchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir avec remblaiement ; l'essai consiste au remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durée 30 mn environ où la variation de la pression ne doit pas excéder 0,2 bars. Pour le cas de notre projet, comme on a opté pour les conduites en PEHD, l'essai sera fait uniquement avec de l'eau car les conduites en plastique se gonflent sous l'effet d'une pression.

6.3 Epreuve des robinets-vannes

L'essai d'un tronçon de canalisation comportant un robinet vanne conduit à son essai simultané vanne ouverte.

S'il est jugé utile les robinets-vannes sont essayés, une première fois, en laissant la vanne levée après avoir appliqué une plaque pleine sur une face et une seconde fois en retirant la plaque et en

fermant la vanne. La pression d'épreuve est celle de canalisation où est inclus le robinet-vanne essayé.

6.4 Epreuve des branchements et raccordements

Les branchements particuliers sont éprouvés par la mise en pression à la pression de service avant le remblaiement de la tranchée. Les raccordements alimentant les appareils publics d'utilisation de l'eau doivent subir les épreuves que la canalisation principale.

7. Remblaiement des tranchées

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0,15 m au-dessus de la génératrice supérieure est effectuée manuellement avec de la terre des déblais expurgée de tous éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tout matériau pulvérulent convenable. A l'aide des engins on continue ensuite à remblayer par des couches successives de 25 cm compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais. Pour les canalisations en polyéthylène, le remblaiement ne doit s'effectuer qu'avec les plus grandes précautions si la température est inférieure à 0°C. A partir de hauteur précédemment fixée, le remblaiement peut se poursuivre, soit manuellement, soit à l'aide des engins mécaniques, tous bloc de roches ou de détritiques est à exclure.

8. Conclusion

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude de réseau d'alimentation en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter des éventuelles fuites au niveau des joints où des conduites avant le remblaiement définitif. Il est à signaler que la profondeur de la tranchée ne suscite pas des efforts importants vu l'absence de la remontée de la nappe ; ce qui nous facilite les différents travaux après la pose de canalisation.

chapitre VII

Protection et sécurité du travail

1. Introduction

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

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

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

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

2. 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 :

2.1 Facteurs humains

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

2.2 Facteurs matériels

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

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

2.3 Liste des conditions dangereuses

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

2.4 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.

3. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

a. Protection individuelle

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

b. Autre protections

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

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

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

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

c. Protection collective

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

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

d. Engin de levage

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

Affecter du personnel compteur.

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

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

e. Appareillage électrique

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

Conclusion

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages. Dans le chapitre qui suit, nous allons parler de la gestion du réseau d'alimentation en eau potable.

chapitre VIII

Gestion du reseau

I. Introduction

A l'heure où la préservation des ressources en eau est devenue un enjeu partagé par l'ensemble de la population, la promotion des économies d'eau et la maîtrise des prélèvements deviennent indispensables, notamment dans le domaine de l'alimentation en eau potable où la dégradation de certains équipements devient parfois génératrice d'importants gaspillages. Le patrimoine constitué par les réseaux d'eau potable est le résultat des investissements réalisés par les collectivités publiques depuis de très nombreuses années. Au-delà de leur maintenance, il s'agit aujourd'hui d'assurer le renouvellement des canalisations de la manière la plus pertinente.

2. But de la gestion

La gestion des systèmes d'A.E.P a pour buts :

- d'assurer la pérennité des ouvrages par des opérations de conservation,
- d'assurer l'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, et de maintenance,
- l'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation : relevage, traitement, stockage et distribution...

3. Pérennité des ouvrages

L'objectif primordial de tous gestionnaires est sans nul doute d'assurer la pérennité des tous les ouvrages (d'adduction, stockage, distribution) pour augmenter leurs durées de vie. Pour atteindre cette objectif, un bon gestionnaire doit tenir compte les paramètres suivant :

1. faire une étude sérieuse sur le régime transitoire en dimensionnant parfaitement le réservoir anti-bélier et en faisant un bon dimensionnement mécanique ;
2. tenir compte de la protection contre la corrosion dans le cas des conduites en acier même si le sol n'est pas agressif ;
3. faire un mode de remplissage par un dixième de débit pour le mise en fonctionnement du réseau de distribution ;
4. prévoir une arrivé par le font pour le remplissage du réservoir de stockage pour pallier au problème de l'entartrage.

4. Entretien du réseau**4.1 Lutte contre l'entartrage**

L'entartrage dans le réseau est généralement causé par :

- une baisse ou élévation de température ;
- une variation des vitesses dans les tronçons ;
- une stagnation d'eau dans le réseau.

Pour lutter contre ce phénomène, il ya lieu :

- soit d'injecter de poly phosphate (2 mg/l) qui constitue un traitement préventif ;
- soit de choisir une arrivée par le bas où le font de la tuyauterie dans la cuve du réservoir.

Pour le cas de notre projet d'étude, comme la source est superficielle, il est donc impératif d'ajuster le PH de l'eau à la sortie des filtres pour stabiliser l'eau afin de pallier à un éventuel dépôt de carbonate de calcium dans les ouvrages de stockage ainsi que dans le réseau de distribution.

4.2 Exploitation

La bonne conduite de l'exploitation d'un réseau d'A.E.P permet de réduire les risques de défaillance des équipements et des installations ; réduire ainsi les coûts de remise en état. L'exploitant est tenu alors d'accomplir avec rigueur des tâches nombreuses telles que :

- le maintien en bon état des équipements ;
- les visites de contrôle du fonctionnement des équipements et des installations,
- les opérations d'entretien systématique liées au fonctionnement quotidien des installations ainsi que les interventions de première urgence,
- les mesures quotidiennes notamment les relevés des paramètres d'exploitation, les analyses, la signalisation des défauts, et les mesures du rendement.

4.3 La surveillance

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentielle de connaître et si possible de prévenir toute dégradation afin de le maintenir en bon état et le rendre ainsi apte à remplir ses fonctions.

4.4 La maintenance

La maintenance regroupe les actions de dépannage, de révision et de vérification périodiques des équipements et des installations.

Il existe différentes façons d'organiser les actions de maintenance :

- Maintenance préventive attitude dictée par des exigences de sûreté de fonctionnement:
 - Systématique : effectuée selon un échéancier établi à partir d'un temps d'usage ou d'un nombre d'unités d'usage ;
 - Conditionnelle : réalisée à la suite d'une analyse révélatrice de l'état de dégradation de l'équipement.
- Maintenance corrective, effectuée après défaillance, attitude fataliste consistant à attendre la panne pour procéder à une intervention :
 - Palliative : dépannage provisoire de l'équipement, permettant à celui-ci d'assurer tout ou une partie d'une fonction requise ; il doit toutefois être suivi d'une action curative dans les plus brefs délais ;
 - Curative : remise en l'état initial d'un équipement ou d'une installation à la suite d'une défaillance.

La mise en œuvre d'une maintenance curative efficace nécessite :

- Une parfaite connaissance des installations (fiche technique, catalogue des pièces de rechange etc.).
- Du personnel qualifié.

5. La gestion patrimoniale

La qualité de la gestion patrimoniale impacte la performance du service sur trois thèmes principaux, où il apparaît que la gestion du réseau est indissociable de celle de la ressource et des installations de traitement :

- La qualité de l'eau distribuée,
- La continuité du service,
- La préservation quantitative des ressources en eau.

En matière de qualité de l'eau distribuée, les objectifs doivent bien sûr être les mêmes dans tous les services : assurer en permanence au consommateur une eau conforme à la réglementation sanitaire. Même si l'eau qui y est introduite est parfaitement conforme, le réseau de

distribution peut être à l'origine de non conformités (couleur, plomb, bactériologie...).

En effet, les interactions entre la qualité et les caractéristiques de l'eau à la sortie de l'installation de traitement, la nature des canalisations, le temps de séjour de l'eau dans le réseau constituent une problématique complexe, pouvant être responsable de la dégradation de la qualité de l'eau du fait de : corrosion interne, dissolution de matériaux en contact avec l'eau etc....

En effet, l'état des canalisations ne dépend pas seulement de leur âge mais d'un grand nombre de facteurs d'environnement (corrosivité de l'eau et du sol, trafic, pressions) et de caractéristiques de la canalisation elle-même (matériaux, conditions de pose).

Par ailleurs il semble impossible de fixer dans ce domaine un objectif de performance uniforme pour tous les services d'eau : les enjeux économiques comme les attentes des clients sont particulièrement contrastés d'un service à l'autre dans ce domaine, une rupture temporaire d'alimentation ayant évidemment des conséquences économiques et sociales très différentes suivant qu'elle affecte un hôpital ou une maison secondaire, une habitation isolée ou une ville entière.

5.1 La préservation de la ressource en eau

Elle est aussi impactée par les politiques de gestion patrimoniale au travers des pertes en eau du réseau, mesurées par son rendement global.

5.2 L'influence du milieu environnant les conduites

L'influence du milieu environnant sur les conduites varie fortement en fonction de la localisation et du contexte des collectivités étudiées. C'est là un premier facteur déterminant le caractère local de la problématique de la gestion patrimoniale des réseaux.

De multiples facteurs interviendront, ainsi :

- la présence de nappes phréatiques ;
- les mouvements de terrain ;
- les charges du trafic et du poids des terres transmises aux conduites
- la qualité des remblais et des travaux de compactage des sols.
- les désordres liés aux butées lorsqu'elles sont mal placées et mal

- dimensionnées ;
- les mouvements de déstabilisation des sols causés par la pose, le remplacement ou les interventions d'entretien d'autres réseaux techniques ou par des travaux de voirie ;
 - la présence de courants vagabonds générés par des installations électriques ;
 - les variations de températures, par les effets de dilatation ou contraction des conduites liés aux effets mécaniques du gel des sols puis du dégel ;
 - l'agressivité naturelle de certains terrains qui peuvent induire des phénomènes de corrosion externe ;
 - la présence dans le terrain de produits corrosifs ou chimiques.

6. Les effets des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée

Les désordres engendrés par la qualité de l'eau peuvent être liés soit à un problème d'équilibre calco-carbonique, soit à un problème de corrosivité d'une eau à l'équilibre (chlorures, sulfates, température...).

Ces désordres peuvent être très divers :

- phénomènes d'eaux rouges ou noires liés à des problèmes de Fer ou Manganèse ;
- corrosion interne ;
- corrosion bactérienne ;
- attaques des soudures et joints matés au plomb...

La prévention de ces désordres passera par des actions de traitement de l'eau, et en particulier par la remise à l'équilibre des eaux.

7. Les effets des paramètres hydrauliques du fonctionnement des réseaux

Un débit insuffisant peut faciliter la formation des dépôts dans les canalisations.

Une pression trop faible posera des problèmes pour l'alimentation des points hauts mais n'engendrera pas de casses au niveau des conduites. En revanche, une pression trop forte provoquera des fuites et des casses au niveau des points les plus fragiles du réseau.

Les variations brusques de débit engendreront, elles, des coups de bélier générateurs de fatigue progressive des tuyaux, d'endommagement des joints, voire de casses.

L'entretien et la maintenance régulière des organes régulateurs de pression constituent donc des tâches essentielles pour la préservation du patrimoine « réseau d'eau potable ». Elles vont avoir un impact positif sur la durée de vie des infrastructures.

Enfin le temps de séjour de l'eau, déterminé par le dimensionnement et le fonctionnement hydraulique du réseau, dégradera la qualité de l'eau s'il est trop élevé. Il sera alors nécessaire de modifier la configuration du réseau (abandon de conduites, sectorisation...) pour atteindre des temps de séjour acceptables en tout point du réseau. Ce type d'intervention sur le patrimoine peut être d'une grande ampleur et d'une certaine complexité lorsqu'il s'agit de corriger une longue évolution historique d'un réseau.

8. Les outils de suivi de la qualité de l'eau en réseau

Ces outils ont pour but de caractériser la dégradation de la qualité de l'eau du fait :

- Des conduites en elles-mêmes (corrosion) ;
- d'un problème de conception du réseau (surdimensionnement du diamètre, longueur des conduites pour un nombre limité de branchements...) entraînant un temps de séjour trop élevé synonyme d'encrassement important.

Ce type de démarche est basé sur des campagnes de prélèvements et d'analyse des eaux, en différents points d'un réseau, et en différentes conditions. Ainsi l'analyse et la comparaison des résultats obtenus avec des prélèvements à fort et à faible débit permettent de localiser les zones où il y a problème d'encrassement ou de corrosion des conduites.

9. Surveillance courant des adductions et du réseau

Les travaux d'entretien doivent garantir à la fois la salubrité et le rendement des réseaux.

L'entretien courant concerne tous les appareils de fontainerie qui doivent être visités périodiquement.

Parmi les principaux travaux d'entretien il y'a lieu de citer la détection de fuite d'eau et la désincrustation des canalisations.

Pour l'exploitant la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et des réseaux. Cette surveillance systématique s'appuie sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparation.

Les opérations d'inspection et d'entretien devant être effectuées au niveau du réseau sont :

➤ **Contrôles mensuels**

Il concerne :

- le tracé des conduites d'adduction : le but est de rechercher les affaissements éventuels, les écoulements d'eau, les travaux à proximité des conduites,
- les ouvrages en ligne : il s'agit de vérifier leur état, l'étanchéité de la fermeture des trappes de regard et des portes,
- Les ouvrages de croisement.

➤ **Contrôles semestriels**

Il concerne :

- les réducteurs de pression, soupapes de sécurité et d'aération,
- les conduites et organes de robinetterie.

➤ **Contrôles annuels**

Il concerne :

- les organes de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position, position, etc.),
- les réducteurs de pression, soupape de sécurité, et d'aération, fonctionnement étanchéité,
- les bouches d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyau de prise,
- les conduites : étanchéité, nettoyage, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout du réseau, capacité de transit des conduites d'adduction et principales (mesure de débit et pression).

10. Lutte contre le vieillissement des réseaux

Quelque soit la nature du terrain de la pose, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles. Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fer, fonte, acier, etc., ainsi que pour celles, telles que les conduites en béton armé, dans la constitution desquelles il entre des matériaux ferreux. Cependant diverses méthodes sont employées pour protéger les conduites contre le vieillissement.

11. Conclusion

Pour assurer une bonne gestion du réseau de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu, en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites et d'équiper le réseau de différents organes et accessoires. Le sous dimensionnement où le surdimensionnement d'un réseau aura une conséquence démesurée sur la gestion de ce dernier. Par ailleurs, il est conseillé de prendre de mesure préventive pour lutter efficacement contre les dépôts et l'entartrage qui réduisent considérablement la durée de vie des réseaux.

Conclusion générale

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

Par ailleurs, on a constaté également que le nombre de la population à presque doublé à l'horizon d'étude (2025), autrement dit la consommation à considérablement augmenter. Pour répondre à cette besoin galopante, nous avons après avoir diagnostiqué le réservoir existant et calculé la capacité du réservoir futur, décidé de projeté un deuxième réservoir de capacité similaire au premier pour pallier aux éventuels déficits.

L'agglomération de H'laimia est actuellement alimenté par le Barrage de keddara qui est conçu à l'origine pour renforcer les besoins en eau de la ville d'Alger. Vue les problèmes de sécheresse engendré par le changement climatique que connaît le monde entier et particulièrement l'Algérie, le Barrage de keddara ne peut pas continuer à assurer à long terme les besoins en eau en même temps de H'laimia et Alger. Il est donc nécessaire voir urgente de chercher d'autre source d'approvisionnement mise à part le Barrage.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet également l'amélioration de la sécurité et du contrôle du fonctionnement du système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations et la réduction des risques de contamination.

Annexes

Tableau 9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

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

Tableau 7 : variation du coefficient β_{\max}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Tableau 8 : variation du coefficient β_{\min}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Tableau 18 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	< 3	3 à 7,3	7,3 à 10,6	10,6 à 15,10	15,10 à 19,8	19,8 à 26,5	26,5 à 42	42 à 65	65 à 93

Bibliographie

[1] : RAYMONT DESJARDINS " Le traitement des eaux " Edition de l'école polytechnique de Montréal, 1997

[2] : C. GOMELLA et H. GUERREE "La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales" EYROLLES édition 1974.

[3] : FRANCOIS Valiron "Gestion des eaux" Ecole nationale des ponts et chaussées 1989.

[4] : LYONNAISE DES EAUX "Mémento du gestionnaire de l'A.E.P et l'assainissement Tome I"

[5] : OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU " La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable: enjeux et recommandations" Janvier 2005.

[6]: M.C BOUALEM SALAH "support d'alimentation en eau potable" E.N.S.H 1993 ".