

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 et réhabilitation du reseau d'alimentation en eau potable du centre Mezloug (w. Setif).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0023-15

APA Citation (APA توثيق):

Ammour, Mohamed (2015). Diagnostic et réhabilitation du reseau d'alimentation en eau potable du centre Mezloug (w. Setif)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU CENTRE
MEZLOUG (W. DE SETIF).**

PRESENTE PAR :

M^r AMMOUR MOHAMED

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me} AMMOUR Fadila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} CHENITI Naouel	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} KADI Latifa	M.A.B	Promotrice

Septembre 2015

Remerciements

Au moment de terminer ce mémoire qui est le fruit d'une étude collaborative entre plusieurs personnes et directions, j'aimerais exprimer ma gratitude à tous ceux qui m'ont aidé.

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force, de sagesse, et de bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice **M^{me} L. KADI**, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.*

Merci madame pour le temps que vous m'avez consacré, les conseils que vous m'avez prodigués, les vertus que vous m'avez inculquées.

*J'adresse mes sincères remerciements à **tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes** qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et répondre à mes questions.*

*Je tiens à remercier **le président et les membres du jury** qui me font l'honneur de juger mon travail.*

*Je remercie **mes très chers parents**, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier »*

Un grand merci à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail sans oublier toute la promotion 2014/2015.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail spécialement à celle qui m'a donné la vie, à la plus chère personne au monde qui m'a Apporté beaucoup d'affection, fait des sacrifices et veillé à mon chevet Jusqu'à extinction de la lumière, qui a assuré mon éducation et m'a encouragé à continuer mes études pour me voir ainsi arriver à ce que je suis aujourd'hui. Et qui a consacré la majeure partie de son temps à m'apporter aide et soutien sur toute la durée de mes études, merci ma très chère mère.

Mon chère père son soutient indéfectible durant tout mon cursus, qu'il soit moral ou matériel, et qui me fait bénéficier de toute son expérience, merci mon chère père.

A mes frères et sœurs.

Je le dédie également et mes vifs remerciements à ma promotrice

M^{me} L.KADI

A toute ma grande famille : mes tantes, mes oncles, mes chers cousins et cousines.

Je dédie également ce travail à tous la promotion 2014/2015 sans exception

Tous les enseignants de l'EPST et l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études

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

*AMMOUR
AMMOUR
Septembre 2015*

ملخص:

تعاني حاليا للمنطقة مزلوق بولاية سطيف من مشكل عويص من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب و هذا يعود إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع و صغر حجمها، أين سجلنا نسبة تسرب عالية. عبر الدراسة التي قدمناها، أعطينا في أول الأمر نظرة عامة عن مختلف المنشآت المكونة لنظام توزيع المياه الصالحة للشرب للمدينة المعنية من الينابيع المائية و شبكة التوزيع ، وكذلك مختلف منشآت التخزين ثم انتقلنا إلى تقييم احتياجات السكان للمياه حتى سنة 2040 ، و كذلك تقديم مقارنة بين تلك الاحتياجات و ما هو متوفر. المرحلة التالية في العمل و هي محاكاة شبكة توزيع المياه بالاستعانة ببرنامج خاص(الأبنت) ، خلال هذه الخطوة استطعنا تشخيص الخلل و اقتراح حلول عاجلة لتحسين الوضعية الحالية ثم التخطيط لسنة 2040، و نظرا إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع قد اقترحنا إعادتها. و كمحاور جديدة تطرقنا إلى محور تجديد قنوات المياه و محور توسيع الشبكة.

Résumé :

La région de Mezloug connaît actuellement un problème dans le domaine d'alimentation en eau potable, ce problème est dû essentiellement à l'état vétuste du réseau de distribution sousdimensionné où l'on enregistre un pourcentage élevé de fuites.

Dans cette étude, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les installations existantes qui forment le système d'AEP de la ville de Mezloug : ressources hydrauliques, réseau et différents ouvrages de stockage, puis nous sommes passés à l'estimation des besoins en eaux de la ville jusqu'à l'année 2040 et nous avons comparé les ressources mobilisables avec les besoins.

La deuxième partie du travail est consacrée à la simulation du comportement du réseau de distribution, qui nous a permis de faire un diagnostic (Epanet) et faire apparaître les défaillances dans le réseau, ensuite nous avons proposé des solutions urgentes pour remédier aux problèmes diagnostiqués.

La dernière étape est une projection à long terme d'un nouveau réseau, compte tenu de l'état du réseau actuel. Le nouveau réseau a été dimensionné suivant les besoins de l'horizon 2040.

Abstract:

Mezloug zone knows at present a problem in the field of drinking water supply, This problem is due to essentially the old state of the under-sized mains where a bad designing and a high percentage of leaks are observed. Our study consists in establishing a diagnosis of the system of drinking water supply of the town of Mezloug . First, we have presented the general situation of the different components of drinking water system, water sources, networks and the different storage structures. Then, we have estimated the people's needs of water until the year of 2040. After that, we have compared this need and the resources. Moreover, we have simulated the network with a computer programme (Epanet), with this simulation we have arrived to count the problems of network, and then suggest a solution to repair the network. For the horizon of 2040 we suggest to concept a new network with PEHD pipes because the distribution network is very old . Finally, we have talked about the management of water networks.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction.....	1
I.2. Situation géographique.....	1
I.3. Situation topographique.....	2
I.4. Situation géologique.....	2
I.5. Sismicité.....	2
I.6. Situation climatologique.....	2
I.6.1. Le climat.....	2
I.6.2. La pluviométrie.....	3
I.6.3. La température.....	3
I.6.4. Le vent.....	4
I.6.5. Nombre de jours de sirocco.....	4
I.6.6. Evaporation.....	4
I.6.7. Humidité.....	4
I.7. Les données hydrographique et hydrogéologique.....	5
I.7.1. Hydrographie.....	5
I.7.2. Hydrogéologie.....	5
I.8. Activités.....	5
I.8.1. Industrie.....	5
I.8.2. Agriculture.....	5
I.8.3. Commerce.....	5
I.9. Situation hydraulique.....	5
I.9.1. Ressource en eau.....	5
I.9.2. Adductions.....	7
I.9.4. Réseau de distribution.....	7
I.9.4. Stockage.....	8
I.10 : Conclusion.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau et des ressources disponibles

II.1. Introduction.....	9
II.2. Evaluation du nombre d'habitants futur.....	9
II.3. Evaluation des débits.....	10
II.3.1. Généralités.....	10
II.3.2. Consommation unitaire et choix de la dotation.....	10
II.3.3. Estimation des besoins journaliers.....	10
II.4. Variation des débits de consommation dans le temps.....	13
II.5. Coefficients d'irrégularité de la consommation.....	13
II.5.1. Coefficient d'irrégularité maximal (K_{maxj}).....	13
II.5.2. Coefficient d'irrégularité minimal (K_{minj}).....	13

II.5.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{maxh})	14
II.5.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{minh})	14
II.6. Détermination des débits journaliers	15
II.6.1. Consommation maximale journalière (Q_{maxj})	15
II.6.2. Consommation minimale journalière (Q_{minj})	15
II.7. Détermination des débits horaires	15
II.7.1. Débit moyen horaire	16
II.7.2. Détermination du débit maximum horaire	16
II.8. Bilan Production-Besoins	17
II.9. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	18
II.10. Conclusion	24

Chapitre III : Etude des réservoirs

III.1. Introduction	25
III.2. Définition	25
III.3. Fonction générales des réservoirs	25
III.4. Capacités des réservoirs	25
III.4.1. Méthode graphique	26
III.4.2. Méthode analytique	26
III.5. Détermination du résidu maximum dans les réservoirs	27
III.6. Evaluation du volume de stockage nécessaire pour la ville de Mezloug	27
III.7. Type et dimensionnement du réservoir	29
III.7.1. Type de réservoir	29
III.7.2. Dimensions du réservoir	29
III.8. Equipements hydrauliques du réservoir Surélevé	30
III.8.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction	30
III.8.2. Conduite de départ ou de distribution	30
III.8.3. Conduite du trop-plein	30
III.8.4. Conduite de vidange	31
III.8.5. Conduite by-pass	31
III.8.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	31
III.8.7. Les joints d'étanchéité	31
III.9. Diagnostic et réhabilitation des réservoirs existants	32
III.9.1. Diagnostic des réservoirs	32
III.9.2. Réhabilitation des réservoirs	32
III.10. Conclusion	34

Chapitre IV : Etude de diagnostic du réseau existant

IV.1. Introduction	35
IV.2. Définition d'un réseau de distribution	35
IV.3. Topologie du réseau	35
IV.3.1. Les réseaux ramifiés	35
IV.3.2. Les réseaux maillés	35

IV.3.3. Les réseaux étagés.....	35
IV.4. Outils de diagnostic.....	36
IV.5. Etude de diagnostic.....	36
IV.5.1. Objectif de l'étude de diagnostic.....	36
IV.5.2. Etat physique du réseau.....	36
IV.5.3. L'état des équipements du réseau.....	37
IV.5.4. Travaux récemment entrepris.....	38
IV.5.5. Matériaux des conduites.....	38
IV.5.6. Fonctionnement actuel du réseau d'AEP.....	39
IV.5.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	40
IV.6. Conclusion.....	64

Chapitre V : Projection d'un nouveau réseau de distribution

V.1. Introduction.....	65
V.2. Choix du type de réseau.....	65
V.3. Conception du réseau de l'agglomération.....	65
V.4. Exigences fondamentales du réseau.....	65
V.5. Principe du tracé du réseau.....	65
V.6. Réhabilitation du réseau de distribution.....	65
V.7. Choix du matériau des conduites.....	66
V.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	66
V.8.1. cas de pointe.....	66
V.8.2. Cas de pointe+incendie.....	76
V.9. Linéaire des conduites du réseau d'AEP de la ville de Mezloug.....	81
V.10. Conclusion.....	82

Chapitre VI : Accessoires du réseau de distribution

VI.1. Introduction.....	83
VI.2. Rôle des accessoires.....	83
VI.3. Equipement du réseau de distribution.....	83
VI.3. 1. Type de canalisation.....	83
VI.3. 2. Organes accessoires utilisés dans le réseau.....	83
VI. 4. Position et maintien des accessoires.....	93
VI. 5. Conclusion.....	94

Chapitre VII : Organisation des travaux et devis estimatif du nouveau réseau d'AEP

VII.1. Introduction.....	95
VII.2. Les différents travaux de mise en place des canalisations.....	95
VII.2.1. Vérification, manutention des canalisations.....	95
VII.2.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	95
VII.2.3. Excavation des tranchées.....	95

VII.2.4. Le Principe de pose des canalisations	97
VII.2.5. Assemblage des conduites.....	97
VII.2.6. Epreuve de joints et de la canalisation.....	98
VII.2.7. Remblayage des tranchées.....	98
VII.2.8. Nivellement et compactage.....	99
VII.3. L'influence du milieu environnant sur les conduites.....	99
VII.4. Les engins de terrassement utilisés.....	100
VII.5. Calcul du projet.....	100
VII.5.1. Calcul du volume des travaux du réseau de distribution	100
VII.5.2. Devis estimatif du projet	102
VIII.6. Planification des travaux du réseau de distribution.....	103
VII.6.1. Définitions des tâches et leurs durées	103
VII.6.2. délai de réalisation de la conduite de réseau de distribution.....	104
VIII.6.3 Chemin critique du réseau.....	104
VII.7. Conclusion.....	107

Chapitre VIII : Gestion et rendement du réseau de distribution

VIII.1. Introduction	108
VIII.2. But de la gestion.....	108
VIII.3. La gestion du patrimoine appliquée aux réseaux AEP.....	108
VIII.3. 1.L'analyse économique	110
VIII.3. 2.L'analyse technique.....	110
VIII.4. Amélioration du rendement du réseau de distribution d'eau potable.....	110
VIII.4.1. La notion du rendement.....	110
VIII.4.2. Paramètres agissant sur le rendement.....	110
VIII.5. Les pertes en eau dans un réseau de distribution.....	111
VIII.5.1. Définition et types de pertes en eau	111
VIII.5.2. Entretien du réseau de distribution.....	112
VIII.5.3. Entretien du réservoir.....	113
VIII.5.4. Dispositions et moyens d'intervention.....	114
VIII.6. Conclusion.....	114

Conclusion générale

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Répartition du nombre de jours de pluie par an à Mezloug.....	3
Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	3
Tableau I.3 : températures maximales, minimales et moyennes mensuelles en (C°).....	3
Tableau I.4 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (m/s).....	3
Tableau I.5 : nombre de jours de siroco.....	4
Tableau I.6 : Evaporation moyenne mensuelles	4
Tableau I.7 : Humidité relative dans la région du projet en (%)	4
Tableau I.8 : caractéristique des forages.....	6
Tableau I.9 : caractéristiques des réservoirs	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau et des ressources disponibles

Tableau II.1 : Evolution du taux d'accroissement de la population entre 1977 à 2008.	9
Tableau II.2 : Evolution de la population entre 1977 à 2008.....	9
Tableau II.3 : Estimation de l'évolution de la population entre 2008 et 2040	10
Tableau II.4 : Estimation des Besoins domestiques à différents horizons.....	11
Tableau II.5 : Evaluation des besoins administratifs	11
Tableau II.6 : Évaluation des besoins scolaires	11
Tableau II.7 : Evaluation des besoins sanitaires	12
Tableau II.8 : Évaluation des besoins socioculturels	12
Tableau II.9 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	12
Tableau II.10 : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau II.11 : Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau II.12 : Consommation minimale journalière.....	15
Tableau II.13 : Consommation minimale journalière	15
Tableau II.14 : Débit moyen horaire	16
Tableau II.15 : Débit maximum horaire	16
Tableau II.16 : Production journalière	17
Tableau II.17 : Bilan Ressources-Besoins	17
Tableau II. 18 : réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	18
Tableau II. 19 : Variation des débits horaires de la ville Mezloug à l'état actuel (2015)	19
Tableau II.20 : Variation des débits horaires de la ville Mezloug à moyen terme (2025)	21
Tableau II.21 :Variation des débits horaires de la ville Mezloug à long terme (2040).....	23

Chapitre III : Etude des réservoirs

Tableau III .1 : Fonctions d'un réservoir	25
Tableau III.2 : Détermination de la capacité du réservoir.....	27

Tableau III.3 : Besoin en stockage et bilan de comparaison.....	28
Tableau III.4 : caractéristique du réservoir projeté.....	30
Tableau III.5 : L'état actuel de réservoir R150m ³ (Centre ville).....	32
Tableau III.6 : L'état actuel de réservoir R300m ³ (Forêt).....	33

Chapitre IV : Etude de diagnostic du réseau existant

Tableau IV.1 : les vannes de réseau AEP de centre du Mezloug	37
Tableau IV.2 : suivi des activités.....	38
Tableau IV.3 : La quantité en mètre linéaire de matériau PVC	38
Tableau IV.4 : La quantité en mètre linéaire de matériau PEHD	39
Tableau IV.5 : L'alimentation en eau potable dans le chef lieu de Mezloug	39
Tableau IV.6 : Calcul des débits en route et nodaux (réseau existant).....	42
Tableau IV.7 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau	49
Tableau IV.8 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant.....	52
Tableau IV.9 : Charges et les pressions dans le réseau.....	57
Tableau IV.10 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau existant	60

Chapitre V : Projection d'un nouveau réseau de distribution

Tableau V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe	66
Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (réseau projeté).....	67
Tableau V.3 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau	71
Tableau V.4 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté	73
Tableau V.5 : Charges et pression dans le réseau	76
Tableau V.6 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté.....	78
Tableau V.7 : La quantité en mètre linéaire de matériau PEHD pour différents diamètres....	81

Chapitre VII : Organisation des travaux et devis estimatif du nouveau réseau d'AEP

Tableau VII.1 : Choix du coefficient du talus	95
Tableau VII.2 : Calcul du volume des déblais.....	100
Tableau VII.3 : Calcul du volume du lit de sable.....	100
Tableau VII.4 : Calcul du volume des conduites.....	101
Tableau VII.5 : Calcul du volume des remblais	101
Tableau VII.6 : Devis estimatif de projet.....	102
Tableau VII.7 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réseau	103
Tableau VII.8 : détermination du délai de la réalisation	103

Chapitre VIII : Gestion et rendement du réseau de distribution

Tableau VIII.1 :La gestion du patrimoine adaptée au renouvellement des réseaux	108
---	-----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Situation géographique de centre Mezloug.....	1
Figure I.2: Vue du centre du Mezloug.....	2

Chapitre II : Estimation des besoins en eau et des ressources disponibles

Figure II.1: Accroissement de la population de la ville Mezloug (2008-2040).....	10
Figure II.2: Bilan Ressources-besoins	17
Figure II.3 : Graphique de consommation de l'année en cours (2015).....	20
Figure II.4: Courbe de la consommation cumulée de l'année en cours (2015).....	20
Figure II.5 : Graphique de consommation à moyen terme (2025).....	22
Figure II.6: Courbe de la consommation cumulée à moyen terme (2025).....	22
Figure II.7 : Graphique de consommation à long terme (2040).....	24
Figure II.8: Courbe de la consommation cumulée à long terme (2040).....	24

Chapitre III : Etude des réservoirs

Figure III.1 : Méthode graphique pour la détermination du volume d'un réservoir.....	26
Figure III.2 : Besoin en stockage et bilan de comparaison	28
Figures III.3 : Conduite de vidange d'un réservoir Surélevé.....	31
Figures III.4 : Conduite by-pass d'un réservoir Surélevé.....	31
Figures III.5 : Système de matérialisation de la réserve d'incendie d'un réservoir Surélevé.....	32
Figure III.6 : Réservoir Surélevé R150m ³ du centre	33
Figure III.7 : Réservoir Surélevé R300m ³ de la forêt.....	33

Chapitre IV : Etude de diagnostic du réseau existant

Figure IV.1 : Etat physique du réseau de distribution de Mezloug	38
Figure IV.2 : Matériaux composant de réseau de distribution.....	39
Figure IV.4 : Distribution des pressions dans du réseau existant de centre du Mezloug.....	55
Figure IV.5 : distribution des vitesses dans du réseau existant de centre du Mezloug.....	55
Figure IV.6 : distribution des pressions dans du réseau existant de centre du Mezloug.....	63
Figure IV.7 : distribution des vitesses dans du réseau existant de centre du Mezloug.....	63

Chapitre V : Projection d'un nouveau réseau de distribution

Figure V.1 : distribution des pressions dans du réseau projetée de centre du Mezloug	76
Figure V.2: distribution des vitesses dans du réseau projetée de centre du Mezloug.....	76
Figure V.3 : distribution des pressions dans du réseau projetée de centre du Mezloug.....	81
Figure V.4: distribution des vitesses dans du réseau projetée de centre du Mezloug.....	81
Figure V.5 : Présentation de la quantité en mètre linéaire de matériau (PEHD).....	81

Chapitre VI : Accessoires du réseau de distribution

Figure VI.1 : Marquage du tube en PEHD.....	83
Figure VI.2 : Robinets vanne à opercule.....	84
Figure VI.3 : Robinets vanne papillon.....	84
Figure VI.4 : Robinet à flotteur.....	85
Figure VI.5 : Clapets anti retenue.....	85
Figure VI.6 : Ventouses.....	86
Figure VI.7 : Bouche d'incendie ou de lavage.....	87
Figure VI.8 : Crépines.....	87
Figure VI.9 : Les coudes.....	88
Figure VI.10 : Les tés.....	88
Figure VI.11 : le cône.....	88
Figure VI.12 : Joint de démontage.....	89
Figure VI.13 : Diaphragme.....	89
Figure VI.14 : Venturi.....	90
Figure VI.15 : Tuyère.....	90
Figure VI.16 : un compteur d'eau.....	90
Figure VI.17 : Débitmètre électromagnétique.....	91
Figure VI.18 : Débitmètre à insertion.....	91
Figure VI.19 : Débitmètre ultra-sons.....	92
Figure VI.20 : Manomètre à aiguilles.....	92
Figure VI.21 : Manomètre à soufflet.....	93
Figure VI.22 : La position des accessoires.....	93

Chapitre VII : Organisation des travaux et devis estimatif du nouveau réseau d'AEP

Figure VII.1 : Bout à bout « bouteuse ».....	96
Figure VII.2 : Raccordement par accessoires électro-soudables.....	97
Figure VII.3 : Exemple d'un remblayage de tranchées.....	98
Figure VII.4 : Réseau à flèches pour l'organisation de l'exécution des travaux.....	104
Figure VII.5 : planification des travaux (diagramme de GANTT).....	105

Chapitre VIII : Gestion et rendement du réseau de distribution

Figure VIII.1 : La gestion du réseau d'eau potable.....	107
Figure VIII.2 : La gestion du réseau d'eau potable (Adapté de Skipworth et al, 2002).....	108
Figure VIII.3 : Maîtrise des pertes en eau sur le réseau d'eau potable.....	110
Figure VIII.4 : Méthode nouvelle « corrélation acoustique ».....	112
Figure VIII.5 : Tracé de corrélateur.....	112

Liste des planches

Planche N° 1 (A et B) : Plan de masse et réseau d'AEP existant de la ville de MEZLOUG w.sétif

Planche N° 2 (A et B) : Plan de masse et réseau d'AEP projeté de la ville de MEZLOUG w.sétif

Planche N° 3 : Profil en long de la conduite principale de la zone de MEZLOUG (Tronçons : Réservoir R2-noeud44)

Planche N° 4 : Profil en long de la conduite de la zone de MEZLOUG (Tronçons : Réservoir R1-noeud9)

Planche N° 5 : Les accessoires et les organes de raccordement dans un réseau d'alimentation en eau potable

Nomenclature

AEP : Alimentation en Eau Potable

APC : Assemblée Populaire Communale

ADE : Algérienne Des Eaux

ANRH : Agence Nationale Des Ressources Hydraulique

DHW : Direction d'Hydraulique de la wilaya

DN : Diamètre nominal

ONM : Office National de la Météorologie

NGA : Niveau géographique de l'Algérie

RGPH : recensement général de la population et de l'habitat

R_{ext} : Réservoir existant

R_{proj} : Réservoir projeté

PVC : Polychlorure de vinyle.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité

POS : Plan d'Occupation du Sol

PTT : Poste de Transmission et de Télécommunication

P.D.A.U : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme

PN : Pression Nominale

RN : Route Nationale

Introduction Générale

L'importance de l'eau pour la vie et comme composant de l'écosystème mondial n'est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins fondamentaux de l'homme est un élément-clé du développement, en particulier pour générer et entretenir la prospérité par le biais de l'agriculture, de la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des transports et du tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde. Cependant, dans les faits, nous faisons face à une crise mondiale de l'eau.

Les systèmes de distribution d'eau potable appartiennent, au même titre que les autres réseaux techniques, à un environnement urbain et périurbain dans lequel ils agissent et interagissent avec les autres réseaux. L'accès à l'eau potable est un enjeu important dans le monde. Si un homme peut passer des jours sans électricité et sans nourriture, il est par contre impossible de passer plus d'une journée sans boire. La surface de notre planète bleue est constituée de deux tiers d'eau, qui est toutefois inégalement répartie sur la terre. Sur les 1.4 milliards de km³ d'eau disponibles dans le monde, les 97 % sont de l'eau salée. Sur les 3 % d'eau douce restante, la plus grande partie est absorbée par la calotte glaciaire, les glaciers ainsi que par l'atmosphère et par le sol. Seul un 0.3 % de l'ensemble des provisions d'eau douce est disponible en tant qu'eau potable. D'ici 2025, 300 millions d'africains risquent de vivre dans un environnement où l'eau sera rare avec une population qui risque de dépasser le cap du milliard. Actuellement, 25% de la population urbaine en Afrique est mal approvisionnée en eau.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit. Il est nécessaire de le renouveler quand il atteint un seuil de vétusté limite, ce seuil limite dépend de nombreux paramètres environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires.

En Algérie, le secteur de l'eau fait l'objet d'une attention particulière de la part des pouvoirs publics qui lui consacrent des moyens de plus en plus importants. La construction de nouveaux barrages, la réalisation de grands transferts régionaux et de grandes adductions urbaines et agricoles, ont permis d'augmenter nettement le volume des ressources en eau mobilisées et d'améliorer les conditions d'approvisionnement des régions et des agglomérations déficitaires.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire de fin d'étude qui est l'étude de diagnostic et réhabilitation du réseau de distribution du centre Mezloug (Wilaya de Sétif).

Les visites répétées sur site révèlent que le réseau est vétuste, en mauvais état, les habitants ne pourront être satisfaits en matière d'eau potable par l'actuel réseau selon les instances hydrauliques concernées. Ceci conclut qu'en conséquence, une réhabilitation de ce réseau s'impose.

Notre travail consiste à faire une étude approfondie de diagnostic du réseau de distribution pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville.

Pour cela nous allons procéder tout d'abord à :

- ✓ La présentation du système actuel d'alimentation en eau potable.
- ✓ Son diagnostic hydraulique tout en donnant les défaillances existantes.
- ✓ Préconiser des solutions pour remédier à ces défaillances.

Et enfin, nous allons essayer de proposer des solutions pour la préservation du réseau et pour garantir son bon fonctionnement au cours des années à venir.

I.3. Situation topographique :

Mezloug se situe dans les hautes plaines Sétifiennes, qui forment comme un monde clos, avec une faible pente, où les glacis dominent. L'altitude moyenne est de l'ordre de 940 mètres mais, elle descend par endroit jusqu'à 70 mètres près de Oued Bousellam. Mezloug offre un paysage bien tranché : de vastes glacis avec des pentes douces qui les raccordent à la plaine.



Figure I.2 : Vue du centre du Mezloug(11/04/2015)

I.4. Situation géologique :

La commune de Mezloug présente un territoire inclus au plan géologique dans le grand ensemble structural des hauts plateaux.

Il existe trois glacis de quaternaire qui se résument comme suit :

- **Alluvions récentes ou actuelle :**

Ce sont surtout des limons et des graviers principalement développés le long des grands Oueds.

Quelques galets gréseux de provenance méridionale ont probablement été empruntés au mio-pliocène.

- **Terres arables, alluvions anciennes et quaternaire indéterminée :**

Ce sont des placages limoneux qui ne sont qu'exceptionnellement inondable sur lesquels s'est installé un sol brun peu ou pas calcaire. Leur intérêt économique est grand car ce sont des formations qui portent leurs cultures.

- **Glacis polygéniques nappant les reliefs :**

Ces glacis correspondent à des surfaces de faibles pentes près des plaines.

I.5. Sismicité :

La région d'étude est située dans la zone II. Elle a connue plusieurs séismes destructeurs (17/02/1949 à Kherrata, 28/07/1974 et 11/07/1975 à Sétif). Le séisme le plus récent s'est produit le 15/07/1998 à Sétif et son intensité était de 5,46 dans l'échelleMSK.

Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction dans la région d'étude.

I.6. Situation climatologique :

I.6.1. Le climat :

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

La région de Mezloug, par sa situation géographique est d'un climat continental, caractérisée par un hiver très froid et un été chaud. La saison chaude est sèche, elle s'étale du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide de novembre à mars.

I.6.2. La pluviométrie :

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la zone d'étude. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluies.

La lame de pluies moyennes interannuelles de la zone d'étude est estimée à 400 mm (carte pluviométrique de l'Algérie du Nord par L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques ANRH).

La répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations est présentée dans les tableaux I.1

Tableau I.1 : Répartition du nombre de jours de pluie par an à Mezloug

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
Nbr. de jours	4	8	11	12	12	10	10	9	8	6	3	4	97

Source : DHW (Sétif)

Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1998-2006)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août
%	5.1	11.1	12.4	16.9	12.8	10.8	12.8	8.9	5.2	2.0	0.7	1.7
$P_{moy}(mm)$	20.4	44.4	49.6	67.6	51.2	43.2	51.2	35.6	20.8	8.0	2.8	6.8

Source : DHW (Sétif)

I.6.3. La neige

Les précipitations solides (neige), sur le versant Nord peuvent être importantes. Il n'existe malheureusement pas de relevés récents systématiques. D'après la station de BIR EL ARCH les régions situées dans la zone d'enneigement moyen au sol de 5 à 10 jours par année

Ce phénomène a un rôle important, si on considère la superficie des crêtes qui bordent les différentes plaines, la fonte de la neige favorise au maximum l'infiltration des eaux au sous-sol par rapport au ruissellement de surface, ce qui représente un apport considérable en matière de recharge des nappes souterraines.

Tableau I.3 : Nombre de jours de Neige (1990/91-2004/02)

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
Nbr. de jours	0	0	0	1	2	4	3	0	0	0	0	0	10

I.6.4. La température :

La température moyenne de la région, de Novembre en Avril est inférieure à la moyenne annuelle, elle y est supérieure de Mai à Octobre, on peut donc diviser l'année en deux semestre :

Un semestre froid avec un minimum de 4C°.

Un semestre chaud avec un maxima oscillant entre 18C° et 20C°.

En juillet, la température à Mezloug peut atteindre une valeur extrême de l'ordre de 44C°.

Les températures maximales, minimales et moyennes mensuelles sont présentées dans le tableau I.3.

Tableau I.4:Températures maximales, minimales et moyennes mensuelles en °C (1998-2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Moy
$T_{mn}^{\circ C}$	15.3	10.8	6.3	2.7	1.4	2.1	3.8	6.1	10.4	16.1	20.2	20.1	9.61
$T_{max}^{\circ C}$	27.3	20.8	14.8	10.3	9.4	11	13.3	16.7	22.3	29.6	34.8	33.8	20.3
$T_{moy}^{\circ C}$	21.3	15.8	10.5	6.1	5.4	6.8	9.1	11.4	16.3	22.2	28.1	27.2	15

Source : DHW (Sétif)

I.6.5. Le vent :

Pendant la période hivernale, on note la prépondérance des vents « Ouest » et « Nord-Ouest». En été les vents sont variables avec manifestation du sirocco dont les effets limitent la mise en valeur des hautes plaines.

Tableau I.5 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (m/s) (1997-2007)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Moy
V(m/s)	3.8	3.2	3.7	4.2	3.9	3.8	3.9	4.2	4.6	3.6	3.8	4.0	3.9

Source : DHW (Sétif)

I.6.6. Nombre de jours de sirocco :

Le nombre de jours de sirocco est donné par le tableau suivant :

Tableau I.6 : Nombre de jours de siroco

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
Nbr. de jours	2	1	1	0	0	0	1	2	1	2	3	1	14

Source : DHW (Sétif)

I.6.7. Evaporation :

Le tableau suivant montre les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle

Tableau I.7 : Evaporation moyenne mensuelle(1998-2006)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Année
%	10.5	13.6	3.31	0.9	1.2	1.5	2.6	5.7	7.6	15.5	21.6	16.0	100
Evap. (mm)	136	176	43	13	17	20	33	74	98	201	280	208	1300

Source : DHW (Sétif)

I.6.8. Humidité :

Le tableau ci-dessous exprime l'humidité relative dans la région du projet en moyenne puis en variation journalière à trois moments de la journée : 7 heures, 13 h et 19 h correspondant aux valeurs de l'ancienne station ; la dernière ligne correspond aux moyennes d'après ONM (Office National de la Météorologie).

Tableau I.8 : Humidité relative dans la région du projet (%)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août
Moy. (%)	51	62	72	77	75	71	63	54	55	47	38	38
7h (%)	72	80	83	88	86	86	78	70	69	64	56	56
13h (%)	36	47	65	66	66	57	52	40	43	34	26	26
19h (%)	46	60	69	76	73	69	58	52	52	44	33	34
Moy.(ONM)(%)	55	66	75	79	76	76	72	66	61	50	39	41

Source : ONM(1997-2007)

I.7. Les données hydrographique et hydrogéologique :**I.7.1. Hydrographie :**

La région est drainée par une série de cours d'eau secondaires et intermittents, le plus important est Oued Boussellam qui alimente le barrage d'Ain Zada au Nord-est. Les autres cours d'eau de moindre importance sont : Oued El Malah, Oued Ain Melsa et Oued Bouaraou.

I.7.2. Hydrogéologie :

L'agressivité de l'érosion, la faiblesse des masses calcaires ou gréseuses, et la large dominance des formations argileuses ou marneuses, créent des mauvaises conditions pour la réalisation d'aquifère. Les sources sont faibles, dispersées et peu intéressantes à cause de leur faible débit. Selon les hydrogéologues, la masse principale d'eau souterraine des hautes plaines se trouve dans les alluvions peu épaisses, faiblement consolidées.

I.8. Activités :

L'activité de la zone d'étude est décrite ci-dessous.

I.8.1. Industrie :

Le secteur industriel reste marginal dans le périmètre de l'étude. On peut noter cependant quelques industries artisanales.

I.8.2. Agriculture :

La commune de Mazloug renferme un potentiel agricole considérable, la surface agricole totale est de l'ordre 88% de surface totale.

D'après les données recueillies auprès de la subdivision agricole de la commune de Mazloug, les types de cultures existants au niveau communal sont : céréalicultures, maraichages, fourragères et arboricultures.

I.8.3.Commerce :

L'activité commerciale concerne principalement les produits de première nécessité pour les besoins quotidiens des habitants (alimentation et textile).

I.9. Situation hydraulique :**I.9.1. Ressources en eau :**

a. Eaux superficielles : Il n'existe aucun ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable.

b. Eaux souterraines : La mobilisation des ressources en eaux souterraines pour l'agglomération du chef lieu de Mezloug est assurée par quatre forages :

- Forage de Ben Diab.
- Forage de Douali.
- Forage du centre de Mezloug.
- Forage de Boureghda.

Tableau I.9 : Caractéristique des forages

Nom du Forage	Année de mise en service	Caractéristiques des pompes		Débit (l/s)		Heure de pompage	Production journalière (m ³ /j)	Diamètre /Matériau		Diamètre forage (mm)	Coordonnées (m)			Niveau (m)		Profondeur (m)	Cote calage pompe (m)
		Q (l/s)	HMT (m)	Mobilisé	Exploité			colonne d'aspiration	Conduite Refoulement		X	Y	Z	Statique	Dynamique		
Ben Diab	1991	5,5-9,2	146	16	7	12	302.4	DN80 Acier	Ø200 AC	300	741,5	309,75	921	16,9	17,87	200	100
Douali	2007	17	190	-	17	24	1468,8	DN115 Acier	Ø200 AC	300	739,35	313,85	1020	45.20	46.84	200	120
Centre de Mezloug	1989	8.3	30	-	0	24	0	DN80 Acier	Ø 100AC	200	756.60	315.56	932.71	30.54	33.71	200	8
Bouregghda	2010	7.2-8.8	110	36	36	24	3110,4	DN80 Acier	Ø 200AC	300	741,07	318,736	990	76,75	79.65	150	115
Total							4881,6										

Sources : - ADE d'Ain Arnat (service d'exploitation des ressources en eau).
 - Subdivision d'Hydraulique d'Ain Arnat.(2014)

(

I.9.2. Adductions :

a. Adduction Forage Ben Diab–Conduite de refoulement du Forage Douali :

Cette adduction transporte un débit de 8 l/s, à travers une conduite Ø300 en amiante ciment réalisée en 1991 sur un linéaire de 1,5 km.

b. Adduction Forage Douali–Point de raccordement avec l’adduction de Ben Diab :

Cette adduction est en PEHD Ø200 réalisée en 2007 occupant un linéaire de 500 m. Elle refoule l’eau directement sur la conduite de refoulement du forage de Ben Diab qui prend départ vers le chef-lieu.

c. Adduction Point de piquage sur la conduite de refoulement de Ben Diab-Point de piquage de la laiterie :

Réalisée en 1991, il s’agit d’une adduction de 5,5 Km de longueur en Amiante ciment Ø300 jusqu’au point de piquage sur l’adduction alimentant le réservoir R100m³ du bac d’eau brute pour la station de traitement d’eau destinée à la laiterie.

d. Adduction point de piquage de la laiterie –Point de piquage pour le Réservoir R300m³ situé dans la petite forêt de Mezloug :

Il s’agit d’une conduite de refoulement en Amiante ciment Ø200 réalisée en 1991 sur un linéaire de 700 m. Elle refoule l’eau vers le réservoir R300 m³.

e. Point de piquage pour le Réservoir R150 m³-Réservoir R300m³ de la forêt :

Cette adduction est en Amiante ciment Ø150 et elle a été réalisée en 1989 sur un linéaire d’environ 200 m.

f. Adduction Point de piquage pour le Réservoir R300m³ situé dans la petite forêt de Mezloug- R150m³ du centre :

Cette adduction est en Amiante ciment Ø200 et elle a été réalisée en 1991 sur un linéaire de 600m.

g. Adduction Forage du centre de Mezloug–Réservoir R150m³ du centre :

Cette adduction est en Amiante ciment Ø100 et elle a été réalisée en 1989 sur un linéaire de 300m.

Le transfert d’eau se fait par le biais d’une pompe immergée dans le forage du centre et dont nous ignorons les caractéristiques.

Remarque : la représentation du réseau l’adduction est donnée dans la planche 01.

I.9.3. Réseau de distribution :

Mezloug est actuellement alimenté en eau potable par un réseau de distribution de type maillé composé essentiellement de conduites en PVC et PEHD.

I.9.4. Stockage :

Le réseau de la ville de Mezloug est alimenté actuellement à partir des deux réservoirs à savoir le R150m³ (destiné essentiellement pour le centre) et le R300m³ de la petite forêt de Mezloug (destiné pour la cité 219).

Le réservoir R150m³ est alimenté par les deux forages Ben Diab et Douali et aussi à partir du forage du centre qui est à l'arrêt depuis le 03/04/2011 (Faute du transformateur électrique).

Le tableau suivant résume les caractéristiques des réservoirs de la zone d'étude :

Tableau I.10 : Caractéristiques des réservoirs de stockage

Réservoirs Existants	Situation	Capacité (m ³)	CTN (m)	Forme du réservoir	Type	Zone de distribution
R1	Centre ville	150	942	Circulaire	Surélevé	Centre ville
R2	Forêt	300	932	Circulaire	Surélevé	Cité 219

I.10. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter la ville de Mezloug sous différents aspects tels que la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable, ce qui nous permettra de faire une approche plus rigoureuse pour la suite de notre travail.

Cette étape qui consiste en la collecte des données et la vérification de leur fiabilité est sans doute la phase la plus importante pour une prise de décisions correcte.

Dans le chapitre qui suit, nous allons procéder à une estimation des besoins en eau de la ville de Mezloug.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau et des ressources disponibles

II.1. Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que la variation de ses besoins en eau potable et ce, à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de se fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire est définie en fonction de la demande en eau de chaque consommateur et de la capacité de la ressource.

La norme de consommation dépend aussi d'autres facteurs comme l'évolution de la population, son niveau de vie et les équipements sanitaires. Elle diffère d'une agglomération à une autre.

II.2. Evaluation du nombre d'habitants futur :

Nous cherchons à étudier la perspective d'évolution de la population de Mezloug avec le plus grand soin. A cet effet, nous dressons le tableau II.1 qui donne le taux d'accroissement de la population depuis 1977 jusqu'au dernier recensement RGPH 2008.

Tableau II.1: Evolution du taux d'accroissement de la population entre 1977 à 2008

Zone	1977	1987	1998	2008
La commune de Mezloug	2.5	2.3	2.1	2

Source : DPAT et APC

Et la variation du nombre d'habitants qui correspond à ces taux d'accroissement est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.2: Evolution de la population entre 1977 à 2008

Zone	1977	1987	1998	2008
	Nombre d'habitants			
ACL Mezloug	3105	3974	5103	6281

Sources : DPAT et APC

Pour l'estimation du nombre d'habitants sur le long terme, nous appliquons un taux d'accroissement moyen de **2%**. Notons également que la population est considérée comme étant stable au-delà de 2040 en raison de la saturation du périmètre d'étude et du caractère agricole de la région.

Nous disposons comme donnée de base, du nombre d'habitants de **2008** qui est évalué à 6281.

Pour l'estimation de la population future, nous utilisons la formule des intérêts composés:

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \quad (II-1)$$

Avec:

P_n : Population à l'horizon d'étude.

P_0 : Population de base (2008).

T : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 2 % (d'après l'A.P.C et DPAT de Mezloug).

n : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.3 : Estimation de l'évolution de la population entre 2008 et 2040

Horizon	2008	2015	2025	2040
Nombre d'habitants	6281	7215	8795	11837

L'accroissement de la population de la ville Mezloug est représenté dans la figure II.1.

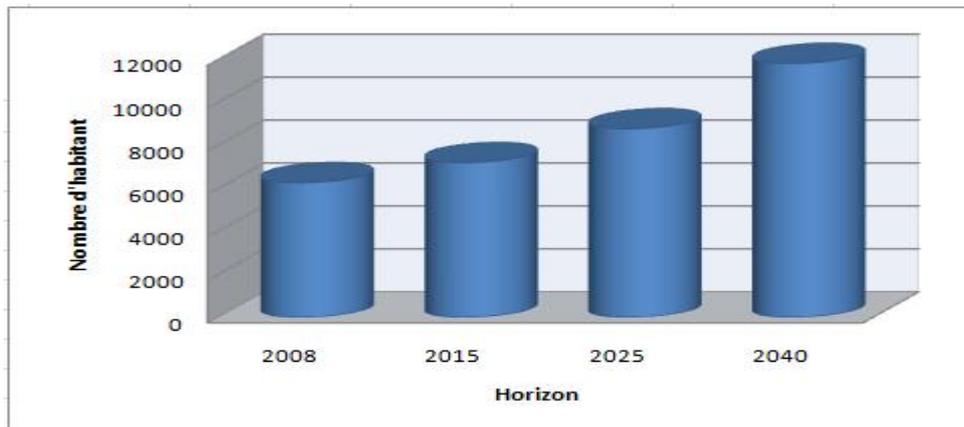


Figure II.1 : Accroissement de la population de la ville Mezloug (2008-2040)

II.3. Evaluation des débits :

II.3.1. Généralités :

La quantité d'eau de consommation à considérer correspond aux débits de pointe car ce sont ces derniers qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites. Les débits seront évalués sur la base de la consommation d'eau globale de l'agglomération observée au jour de forte consommation de l'année sur une période de 24 heures.

II.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 Mezloug, les besoins actuels sont estimés à **150 l/j/hab**. Toutefois, les besoins croissent avec le temps et pour notre zone d'étude, ceux-ci peuvent atteindre **200 l/j/hab** sur le long terme.

II.3.3. Estimation des besoins journaliers :

Pour bien estimer les besoins en eau, les calculs seront portés sous deux volets :

a. Besoins Domestiques :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [m^3/j] \quad (II-2)$$

Avec

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

Q_i : Dotation journalière (pour différents usages).

N_i : Nombre de consommateurs (hab).

Tableau II.4 : Estimation des Besoins domestiques à différents horizons

Horizon d'étude	Population	Dotation	Q_{moyj}	
	(hab)	(l/j/hab)	(m^3/j)	(l/s)
Actuel (2015)	7 215	150	1 082.2	12.53
Moyen terme (2025)	8 795	180	1583.1	15.32
Long terme (2040)	11 837	200	2367.4	27.40

b. Besoins des équipements :

Pour le calcul des besoins des équipements, nous avons recensé tous les équipements existants dans la ville de Mezloug.

- Besoins administratifs :

Ces besoins sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Evaluation des besoins administratifs

Équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q_{moyj} (m^3/j)
APC	1	Employé	30	15	0.45
PTT	1	Employé	6	15	0.09
Gendarmerie	1	Gendarme	25	20	0.5
TOTAL					1.85

Source : APC (Mezloug)

- Besoins scolaires :

Le tableau II.6 représente les besoins scolaires :

Tableau II.6 : Évaluation des besoins scolaires

Équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q_{moyj} (m^3/j)
Ecole primaire	3	Elève	650	15	9.75
CEM	2	Elève	560	15	8.4
Lycée	1	Elève	500	15	7.5
INRF	1	Inscrit	110	30	3.3
TOTAL					28.95

Source : APC (Mezloug)

- **Besoins sanitaires :**

Les résultats de calcul des besoins sanitaires sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau II.7 : Evaluation des besoins sanitaires

Équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Centre de santé	1	Employés et patients	80	20	1.6
TOTAL					1.6

Source : APC (Mezloug)

- **Besoins socioculturels :**

Le tableau II.8 résume les besoins de la catégorie socioculturelle :

Tableau II.8 : Évaluation des besoins socioculturels

Équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Terrain de football	1	m ²	23000	20	5.75
Bibliothèque	1	Inscrit	100	10	01
Locaux de commerce de 1 ^{ère} nécessité	47	Personne	90	05	0.45
Mosquées	1	Fidèle	700	20	14
Bain	1	Personne	50	100	0 5
Douche	1	Personne	80	80	6.4
Station de lavage	3	Véhicule lavé	65	50	3.25
TOTAL					35.85

Source : APC (Mezloug)

c. Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins totaux en eaux de la ville du Mezloug sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	Q _{moyj} (m ³ /j)		
	Actuel	Moyen terme	Long terme
Domestiques	1082.2	1583.1	2367.4
Administratifs	1.85	1.85	1.85
Scolaires	28.95	28.95	28.95
Sanitaires	1.60	1.6	1.60
Socioculturels	35.85	35.85	35.85
TOTAL	1150.45	1651.35	2435.65

II.4 .Variation des débits de consommation dans le temps : [1]

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine ;
- Variations journalières qui dépendent du régime de consommation de la population.

II.5. Coefficients d'irrégularité de la consommation : [1]

II.5.1. Coefficient d'irrégularité maximal (K_{maxj}) :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximal (K_{maxj}) peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \quad (II-3)$$

Avec :

$Q_{max.j}$: Débit de consommation maximum journalier.

$Q_{moy.j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de K_{maxj} varie entre **1.1** et **1.3**

Pour notre cas on prend :

$$K_{maxj} = 1.3 \quad (II-3-1)$$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.5.2. Coefficient d'irrégularité minimal (K_{minj}) :

Le coefficient minimum d'irrégularité de la consommation journalière (K_{minj}) est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \quad (II-4)$$

$Q_{min.j}$: Débit de consommation minimum journalier .

$Q_{moy.j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de K_{minj} varie entre **0.7** et **0.9**

Pour notre cas on prend :

$$K_{minj} = 0.8 \quad (II-4-1)$$

Ce coefficient indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

II.5.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{maxh}) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée c'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe horaire.

Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II-5)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail. Il varie de 1,2 à 1,5.

Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.10. donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.10: Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Dans notre cas on a un nombre d'habitants qui varie entre 6000 et 10000 donc $\beta_{max}=1.3$

$$K_{maxh} = 1.3 \times 1.3 = 1.69 \quad (II-5-1)$$

II.5.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{minh}) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire :

$$K_{minh} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (II-6)$$

Avec :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, 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 II.11. donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.11: Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants qui varie entre 6000 et 10000 donc $\beta_{min}=0.4$

$$K_{minh} = 0.5 \times 0.4 = 0.2 \quad (II-6-1)$$

II.6. Détermination des débits journaliers : [1]

II.6.1. Consommation maximale journalière (Q_{maxj}) :

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 aussi de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Ce débit est déterminé par :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} \times Q_{moyj} \quad (II-7)$$

Q_{maxj} : Débit maximum journalier en (m^3/j)

Q_{moyj} : Débit moyen journalier en (m^3/j)

K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité maximale journalière, voir la formule (II-3-1).

$$Q_{maxj} = 1.3 \times Q_{moyj} \quad (II-7-1)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau II.12

Tableau II.12: Consommation maximale journalière

Horizons	$Q_{moyj} (m^3/j)$	$Q_{maxj} (m^3/j)$
2015	1150.45	1495.59
2025	1651.35	2146.76
2040	2435.65	3166.35

II.6.2. Consommation minimale journalière (Q_{minj}) :

C'est le débit du jour de faible consommation pendant l'année, donné par :

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moyj} \quad (II-8)$$

Q_{minj} : Débit minimum journalier en (m^3/j)

Q_{moyj} : Débit moyen journalier en (m^3/j)

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité minimale journalière, voir la formule (II-3-1)

$$Q_{minj} = 0.8 \times Q_{moyj} \quad (II-8-1)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau II.13 :

Tableau II.13 : Consommation minimale journalière

Horizons	$Q_{moyj} (m^3/j)$	$Q_{minj} (m^3/j)$
2015	1150.45	920.36
2025	1651.35	1321.08
2040	2435.65	1948.52

II.7. Détermination des débits horaires : [1]

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

II.7.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad (II-9)$$

Q_{moyh} : Débit moyen horaire en (m^3/h).

Q_{maxj} : Débit maximum journalier en (m^3/j).

Les résultats sont représentés dans le tableau II.14

Tableau II.14: Débit moyen horaire

Horizons	$Q_{maxj} (m^3/j)$	$Q_{moyh} (m^3/h)$
2015	1495.59	62.32
2025	2146.76	89.45
2040	3166.35	131.93

II.7.2. 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 :

$$K_{maxh} = \frac{Q_{maxh}}{Q_{moyh}} \quad \text{Donc} \quad Q_{maxh} = K_{maxh} \times Q_{moyh} \quad (II-10)$$

Avec

Q_{moyh} : Débit moyen horaire en (m^3/h).

Q_{maxh} : Débit maximum horaire en (m^3/h).

K_{maxh} : Coefficient de pointe horaire, voir la formule (II-5-1)

Les résultats sont représentés dans le tableau II.15

Tableau II.15: Débit maximum horaire

Horizons	$Q_{moyh} (m^3/h)$	$Q_{maxh} (m^3/h)$
2015	62.32	80.53
2025	89.45	115.59
2040	131.93	152.23

II.8. Bilan Production-Besoins :

Les débits produits par les ressources disponibles sont représentés dans le tableau II.16 :

Tableau II.16: Production journalière

Nom du Forage	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)	Heure de pompage (h/j)	Production journalière (m ³ /j)
Ben Diab	16	7	12	302.4
Douali	-	17	24	1468.8
Centre	-	0	24	0
Bouregghda	36	36	24	3110.4
				4881.6

Source : - ADE d'Ain Arnat (service d'exploitation des ressources en eau).
- Subdivision d'hydraulique d'Ain Arnat .

En supposant que le débit délivré par le champ de captage alimentant l'agglomération Mezloug ne varie pas de façon significative, nous pouvons réaliser le bilan suivant :

Tableau II.17: Bilan Ressources-Besoins

Horizon	Actuel 2015	Moyen terme 2025	Long terme 2040
Besoins $Q_{max j}$ (m ³ /j)	1495.59	2146.76	3166.35
Production actuelle (m ³ /j)	4881,60	4881,60	4881,60
Excès (m ³ /j)	3386.01	2734.84	1715.25

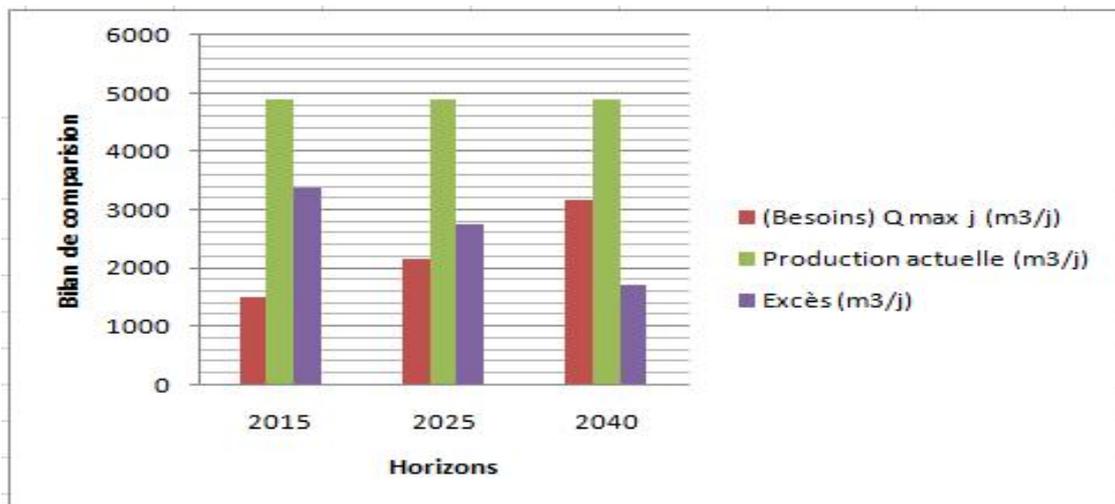


Figure II.2: Bilan Ressources-besoins

Des résultats donnés par le tableau II.16 et la figure II.2, il apparaît clairement que la production en eau est très satisfaisante par rapport au besoin de l'agglomération de Mezloug.

II.9. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

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 II.18 :

Tableau II.18: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [1]

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition de moins de 10000 habitants pour les années 2015 et 2025 et de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2040.

Tableau II.19 : Variation des débits horaires de la ville Mezloug à l'état actuel (2015)

Heures	Consommation Totale $Q_{maxj}=1495.59m^3/j$		Consommation Cumulée (intégrale)	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	01	14,96	01	14,96
1-2	01	14,96	02	29,91
2-3	01	14,96	03	44,87
3-4	01	14,96	04	59,82
4-5	02	29,91	06	89,74
5-6	03	44,87	09	134,60
6-7	05	74,78	14	209,38
7-8	6.5	97,21	20.5	306,60
8-9	6.5	97,21	27	403,81
9-10	5.5	82,26	32.5	486,07
10-11	4.5	67,30	37	553,37
11-12	5.5	82,26	42.5	635,63
12-13	07	104,69	49.5	740,32
13-14	07	104,69	56.5	845,01
14-15	5.5	82,26	62	927,27
15-16	4.5	67,30	66.5	994,57
16-17	05	74,78	71.5	1069,35
17-18	6.5	97,21	78	1166,56
18-19	6.5	97,21	84.5	1263,77
19-20	5.0	74,78	89.5	1338,55
20-21	4.5	67,30	94	1405,85
21-22	03	44,87	97	1450,72
22-23	02	29,91	99	1480,63
23-24	01	14,96	100	1495,59
Total	100	1495.59		

D'après le tableau II.19 ci-dessus nous avons :

- Un débit maximum horaire $Q_{maxh} = 104.69m^3/h$ entre 12h et 14h.
- Un débit minimum horaire $Q_{minh} = 14.96m^3/h$ entre 23h et 4h.

Les consommations horaires ainsi que la consommation cumulée sont représentées sur les figures suivantes :

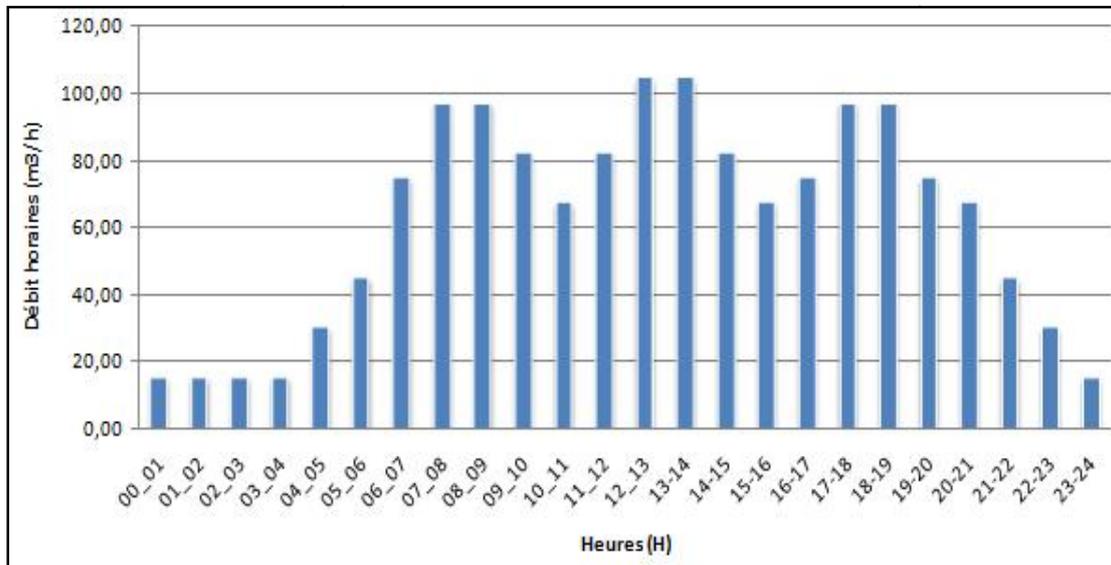


Figure II.3 : Graphique de consommation de la ville de Mezloug de l'année en cours (2015)

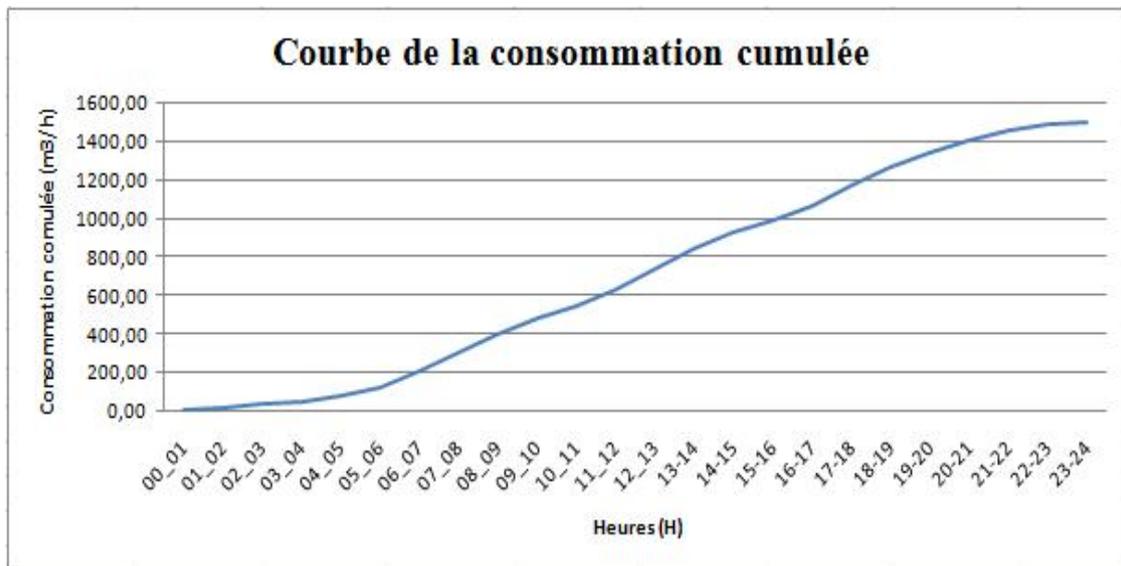


Figure II.4: Courbe de la consommation cumulée de la ville de Mezloug de l'année en cours (2015)

Tableau II.20: Variation des débits horaires de la ville Mezloug à moyen terme (2025)

Heures	Consommation Totale $Q_{maxj}=2146.76m^3/j$		Consommation Cumulée (intégrale)	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	01	21,47	01	21,47
1-2	01	21,47	02	42,94
2-3	01	21,47	03	64,40
3-4	01	21,47	04	85,87
4-5	02	42,94	06	128,81
5-6	03	64,40	09	193,21
6-7	05	107,34	14	300,55
7-8	6.5	139,54	20.5	440,09
8-9	6.5	139,54	27	579,63
9-10	5.5	118,07	32.5	697,70
10-11	4.5	96,60	37	794,30
11-12	5.5	118,07	42.5	912,37
12-13	07	150,27	49.5	1062,65
13-14	07	150,27	56.5	1212,92
14-15	5.5	118,07	62	1330,99
15-16	4.5	96,60	66.5	1427,60
16-17	05	107,34	71.5	1534,93
17-18	6.5	139,54	78	1674,47
18-19	6.5	139,54	84.5	1814,01
19-20	5.0	107,34	89.5	1921,35
20-21	4.5	96,60	94	2017,95
21-22	03	64,40	97	2082,36
22-23	02	42,94	99	2125,29
23-24	01	21,47	100	2146,76
Total	100	2146.76		

D'après le tableau II.20 ci-dessus nous avons :

- Un débit maximum horaire $Q_{maxh} = 150.27m^3/h$ entre 12h et 14h.
- Un débit minimum horaire $Q_{minh} = 21.47m^3/h$ entre 23h et 4h.

Le régime de consommation et la courbe traduisant la consommation cumulée au cours d'une journée sont représentés sur les figures suivantes (figures II.5 et II.6) :

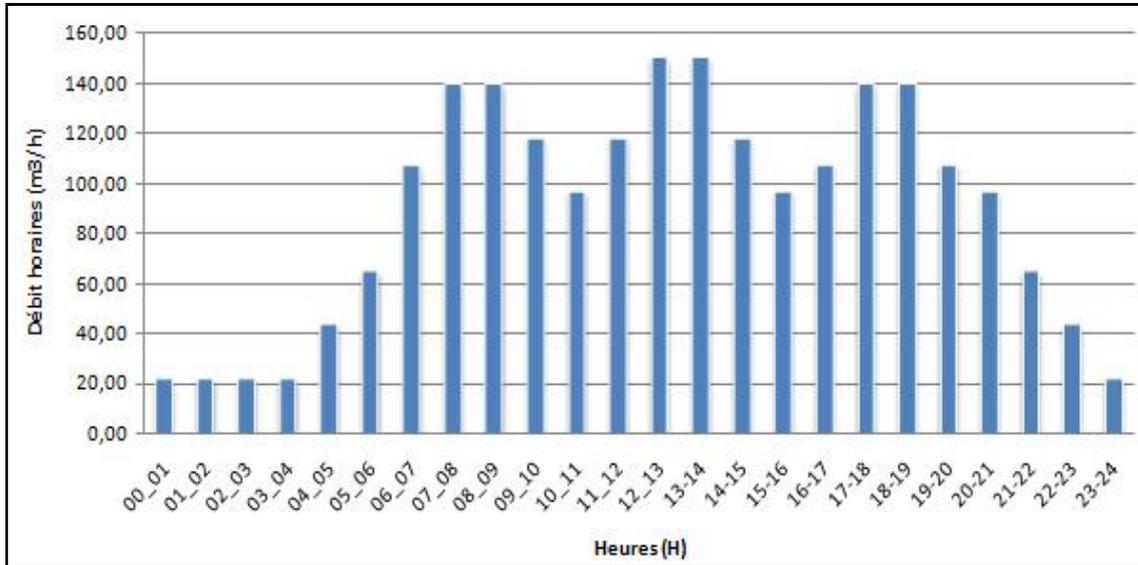


Figure II.5 : Graphique de consommation de la ville de Mezloug à moyen terme (2025)

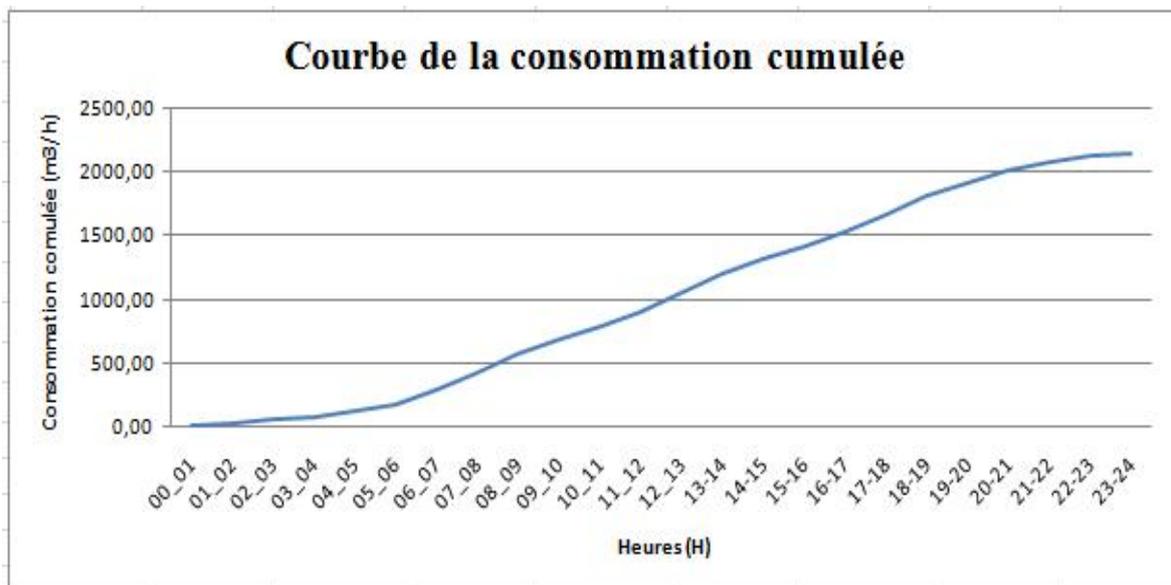


Figure II.6: Courbe de la consommation cumulée à de la ville de Mezloug à moyen terme (2025)

Tableau II.21: Variation des débits horaires de la ville Mezloug à long terme (2040)

Heures (h)	Consommation Totale $Q_{maxj}=3166.35m^3/j$		Consommation Cumulée (intégrale)	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	1.5	47,50	1.5	47,50
1-2	1.5	47,50	03	94,99
2-3	1.5	47,50	4.5	142,49
3-4	1.5	47,50	06	189,98
4-5	2.5	79,16	8.5	269,14
5-6	3.5	110,82	12	379,96
6-7	4.5	142,49	16.5	522,45
7-8	5.5	174,15	22	696,60
8-9	6.25	197,90	28.25	894,49
9-10	6.25	197,90	34.5	1092,39
10-11	6.25	197,90	40.75	1290,29
11-12	6.25	197,90	47	1488,18
12-13	05	158,32	52	1646,50
13-14	05	158,32	57	1804,82
14-15	5.5	174,15	62.5	1978,97
15-16	06	189,98	68.5	2168,95
16-17	06	189,98	74.5	2358,93
17-18	5.5	174,15	80	2533,08
18-19	05	158,32	85	2691,40
19-20	4.5	142,49	89.5	2833,88
20-21	04	126,65	93.5	2960,54
21-22	03	94,99	96.5	3055,53
22-23	02	63,33	98.5	3118,85
23-24	1.5	47,50	100	3166,35
Total	100	3166.35		

D'après le tableau II.21 ci-dessus nous avons :

- Un débit maximum horaire $Q_{maxh} = 197.90 m^3/h$ entre 8 h et midi.
- Un débit minimum horaire $Q_{minh} = 47.50m^3/h$ entre 23h et 4h.

Les résultats relatifs aux consommations horaires sont représentés par les figures II.7 et II.8 :

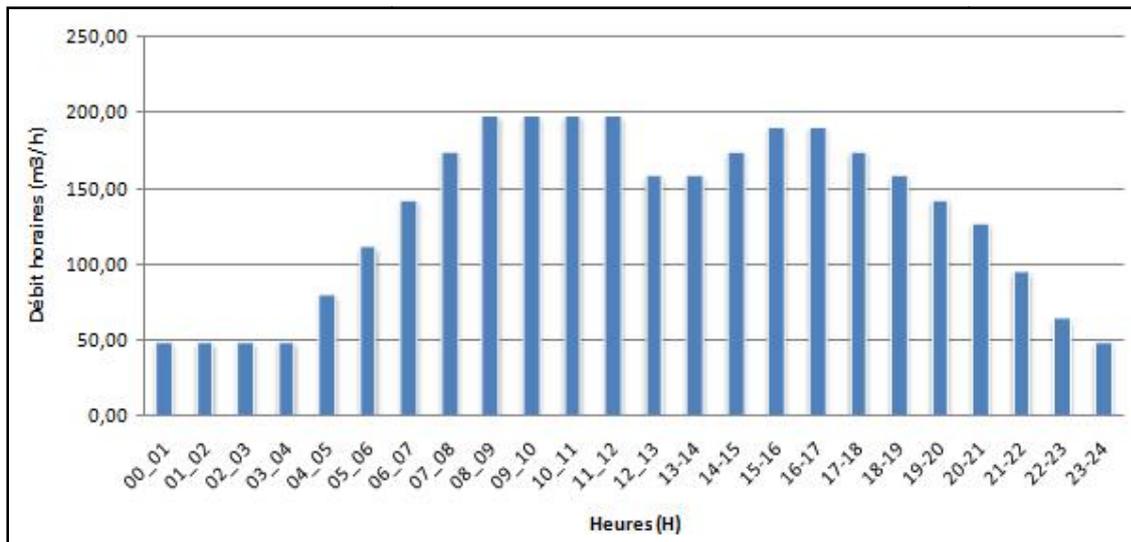


Figure II.7 : Graphique de consommation de la ville de Mezloug à long terme (2040)

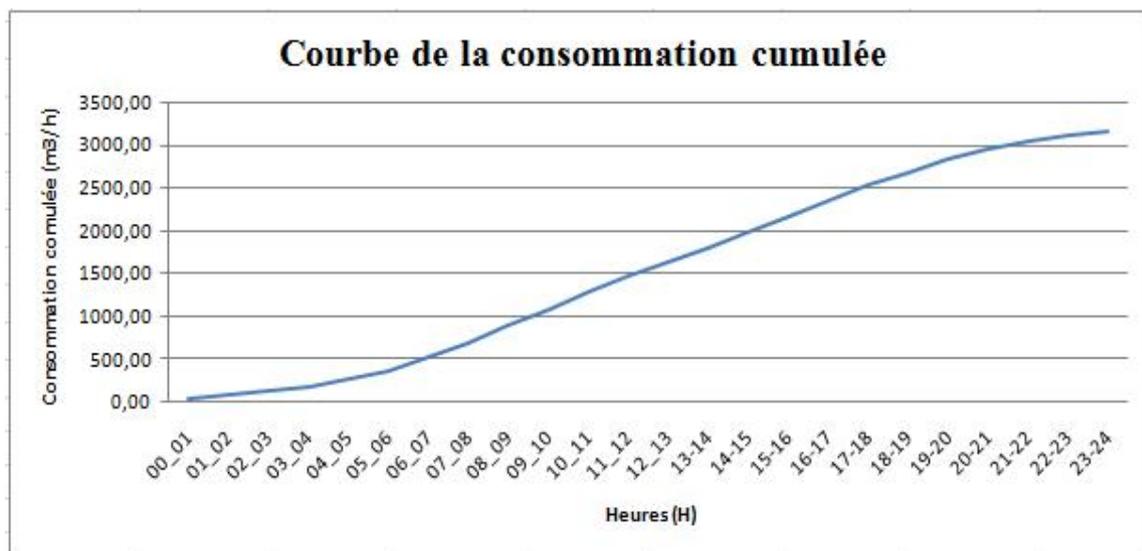


Figure II.8: Courbe de la consommation cumulée de la ville de Mezloug à long terme (2040)

II.10. Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons procédé à une analyse estimative et approchée des besoins en eau caractérisant les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération. Le caractère estimatif de l'étude trouve sa justification dans le fait que nous ne connaissons pas avec exactitude les habitudes de la population vu qu'elle est semi rurale.

Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir de base pour l'étude du réseau d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation de l'agglomération en question.

Chapitre III

Etude des réservoirs

III.1. Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent une étude technique approfondie du fait de leur importance. Le rôle des réservoirs ne consiste pas en une simple réserve d'eau mais ils assurent d'autres fonctions que nous aborderons dans ce chapitre.

La commune de Mezloug va connaître un développement futur, le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire actuellement et à l'horizon d'étude (2040) afin d'assurer le meilleur fonctionnement du réseau de distribution. Nous effectuons également une constatation de l'état des réservoirs existants dans la zone d'étude et nous proposons une réhabilitation de ces derniers.

III .2. Définition: [2]

Le réservoir est un élément important du système d'alimentation en eau potable. Placé en général sur un sommet géographique, il permet de fournir le réseau de distribution.

Les réservoirs permettent une gestion des volumes nécessaires par un stockage provisoire avant restitution au réseau. Le temps de séjour de l'eau dans les cuves dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

III .3. Fonction générales des réservoirs : [2]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique. (Tableau III.1)

Tableau III .1 : Fonctions d'un réservoir

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits ; - Sécurité d'approvisionnement ; - Régulation de la pression ; - Simplification de l'exploitation ; - Réacteur participant au traitement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production ; - Réduction des investissements sur le réseau de distribution ; - Réduction des dépenses d'énergie.

III.4. Capacités des réservoirs : [1]

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

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

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

- La méthode graphique.
- La méthode analytique

III.4.1. Méthode graphique :

Cette méthode nécessite le tracé de la courbe de la consommation maximale journalière et de celle caractérisant la production de la station de pompage. En additionnant en valeur absolue les écarts des deux extrêmes de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier (Figure III.1).

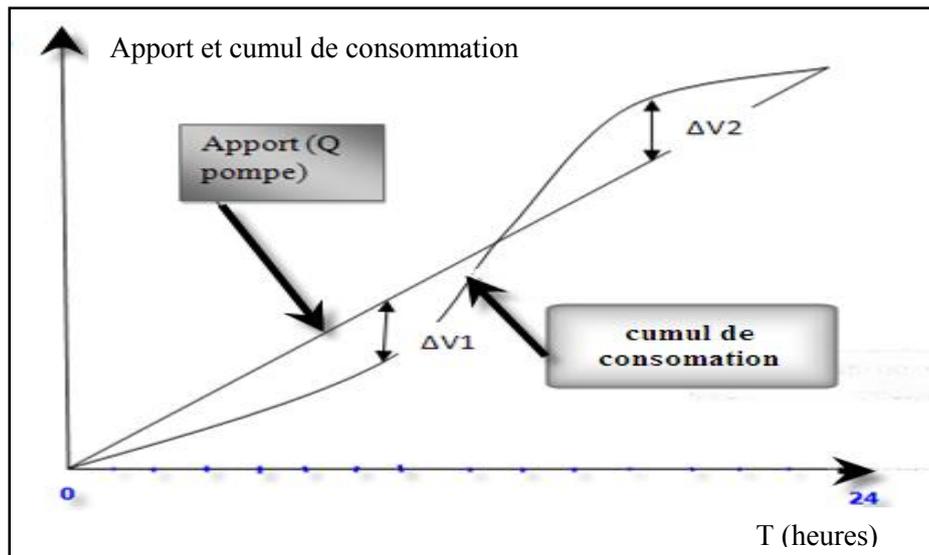


Figure III.1 : Méthode graphique pour la détermination du volume d'un réservoir

III.4.2. Méthode analytique :

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3) \quad (III.1)$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m^3).

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Et le volume total sera :

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

Où :

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

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

III.5. Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Si le débit entrant au réservoir est supérieur à celui qui en sort il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

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

III.6. Evaluation du volume de stockage nécessaire pour la ville de Mezloug :

Pour déterminer le volume nécessaire des réservoirs de notre zone d'étude, nous utilisons la méthode analytique. (tableau III.2)

Tableau III.2: Détermination de la capacité du réservoir

Heures	Consommation horaire (%)	Apport (%)	Arrivée Stockage	Départ Distribution	Capacité horaire du réservoir (%)
0-1	1.5	4,17	2.67	-	8.77
1-2	1.5	4,17	2.67	-	11.44
2-3	1.5	4,17	2.67	-	14.11
3-4	1.5	4,17	2.67	-	16.78
4-5	2.5	4,17	1.67	-	18.45
5-6	3.5	4,17	0.67	-	19.12
6-7	4.5	4,17	-	0.33	18.79
7-8	5.5	4,17	-	1.33	17.46
8-9	6.25	4,17	-	2.08	15.38
9-10	6.25	4,17	-	2.08	13.30
10-11	6.25	4,17	-	2.08	11.22
11-12	6.25	4,17	-	2.08	9.14
12-13	05	4,17	-	0.83	8.31
13-14	05	4,17	-	0.83	7.48
14-15	5.5	4,17	-	1.33	6.15
15-16	06	4,17	-	1.83	4.32
16-17	06	4,17	-	1.83	2.49
17-18	5.5	4,17	-	1.33	1.16
18-19	05	4,17	-	0.83	0.33
19-20	4.5	4,17	-	0.33	0.00
20-21	04	4,15	0.15	-	0.15
21-22	03	4,15	1.15	-	1.30
22-23	02	4,15	2.15	-	3.45
23-24	1.5	4,15	2.65	-	6.10
Total %	100	100			

Le tableau ci-dessus nous donne un besoin en stockage de la ville de Mezloug égale à **19.12%** du débit maximum journalier plus les besoins de lutte contre l'incendie, on ajoute un volume de $120m^3$.

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$$Q_{maxj} = 3166.35m^3/j$$

La capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule (III-1).

$$\text{Le volume résiduel sera } V_r = \frac{1912 \times 316635}{100} = 605.40 m^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{inc} = 605.41 + 120 = 725.40 m^3$

On considère un volume de **800 m³**.

La capacité totale des réservoirs existants est de $450 m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $800m^3$.

Remarque :

D'après le calcul des réservoirs, nous avons remarqué que les deux réservoirs existants (R150 et R300) ne suffisent pas pour assurer les besoins de l'agglomération à l'horizon d'étude 2040. Pour remédier à cela, on recommande de projeter un réservoir de capacité $(800-450) m^3 = 350 m^3$, on prévoit un réservoir de $350 m^3$ de volume.

Tableau III.3 : Besoin en stockage et bilan de comparaison

Horizon	Actuel 2015	Moyen terme 2025	Long terme 2040
$Q_{maxj} (m^3/j)$	1495.59	2146.76	3166.35
Stockage (m^3)	450	800	800
Besoins en stockage (m^3)	405.96	530.46	725.41
Excès/Déficit (m^3)	44.04	269.54	74.59

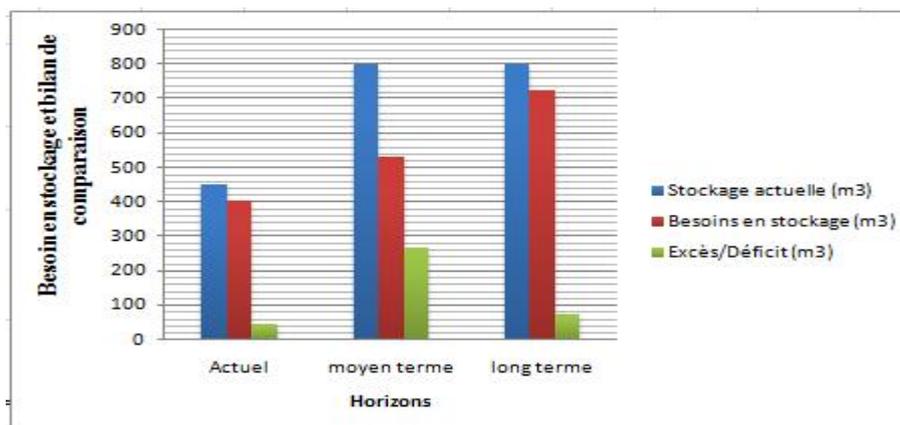


Figure III.2 : Besoin en stockage et bilan de comparaison

Remarque :

La capacité totale des réservoirs existants à savoir $R150m^3$ et $R300m^3$ est insuffisante jusqu'à Moyen terme (2015) c'est-à-dire après la réalisation du $R350 m^3$. Un troisième réservoir est donc nécessaire dès à présent, il reste à vérifier la répartition de tous ces réservoirs par rapport à la couverture du réseau de distribution.

III.7. Type et dimensionnement du réservoir:**III.7.1.Type de réservoir :**

Le relief de l'agglomération Mezloug nous permet d'édifier un réservoir surélevé car le terrain est plat, ceci dans le but de garantir des pressions suffisantes dans le réseau de distribution.

III.7.2. Dimensions du réservoir :

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

On pose : $h = 5$ m.

a. Diamètre de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (III.3)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

$$D = \sqrt{\frac{4 * 350}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 9.44 \text{ m}$$

On prend: **D = 10 m.**

b. Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (III.4)$$

$$h = \frac{4 * 350}{3,14 * 10^2} \Rightarrow h = 4.46 \text{ m}$$

c. Section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (III.5)$$

$$S = \frac{350}{4.46} \Rightarrow S = 78.47 \text{ m}^2$$

d. Hauteur totale du la cuve :

En plus de la hauteur utile d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0.25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (III.6)$$

H : hauteur totale de la cuve (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0.34$

$$H = 4.46 + 0.34 \Rightarrow \mathbf{H = 4.8 \text{ m}}$$

e. Hauteur de la réserve d'incendie :

Cette hauteur est calculée en divisant le volume de la réserve d'incendie (120 m³) sur la surface de la cuve.

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (III.7)$$

Application numérique :

$$H_{inc} = \frac{120}{7847} \Rightarrow H_{inc} = 1.52\text{m}$$

f. Résumé des caractéristiques du réservoir projeté :

Le tableau III.4 récapitule les différentes propriétés du réservoir projeté pour l'alimentation du centre Mezlug :

Tableau III.4 : caractéristiques du réservoir projeté

Réservoir projeté	Situation	Capacité (m ³)	CTN (m)	Forme du réservoir	Type
R3	NE de la ville	350	968.8	Circulaire	Surélevé

III.8. Equipements hydrauliques du réservoir Surélevé: [2]

Dans notre étude, nous avons projeté un réservoir Surélevé. Ce dernier doit être équipé de :

III.8.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

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

III.8.2. Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

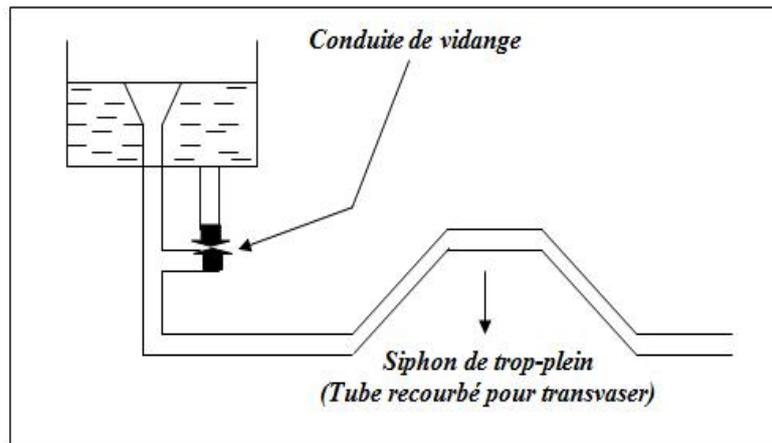
Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant une fermeture rapide en cas de rupture de la conduite.

III.8.3. Conduite du trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement dans le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

III.8.4. Conduite de vidange :

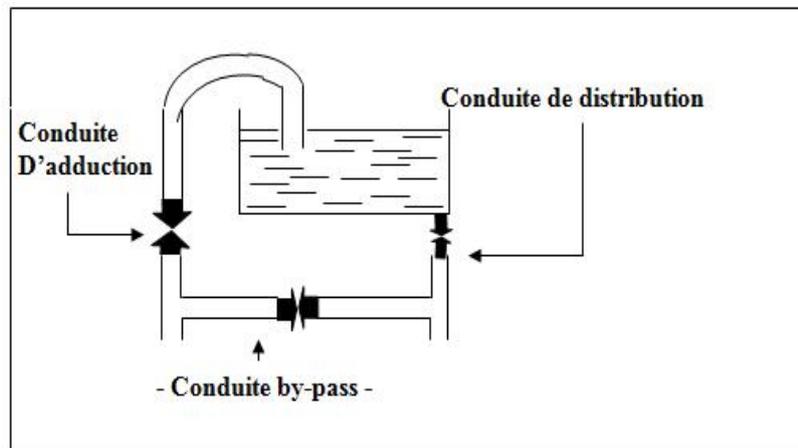
Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.



Figures III.3 : Conduite de vidange d'un réservoir Surélevé [2]

III.8.5. Conduite by-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve, on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.



Figures III.4 : Conduite by-pass d'un réservoir Surélevé [2]

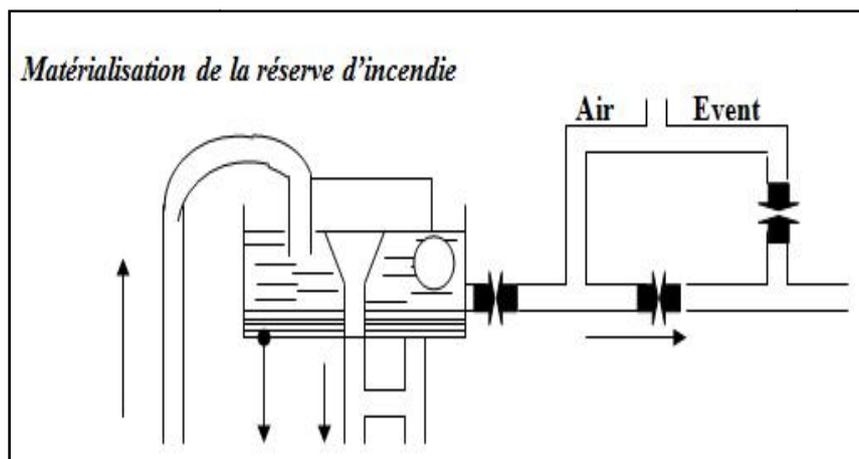
III.8.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.

- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.



Figures III.5 : Système de matérialisation de la réserve d'incendie d'un réservoir Surélevé [2]

III.8.7. Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversées des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

II.9. Diagnostic et réhabilitation des réservoirs existants :

III.9.1. Diagnostic des ouvrages :

Après la visite que nous avons effectuée sur l'ensemble des réservoirs, nous avons pu constater ce qui suit :

- Les réservoirs sont surélevés de section circulaire.
- Les réservoirs sont réalisés en béton armé.
- Il y a assez d'espace pour réaliser d'autres réservoirs à côté de l'existant.
- Les réservoirs sont couverts de couche de peinture de couleur bleue et blanche.
- Les deux réservoirs sont en mauvais état nécessitant des travaux de réhabilitation.

Tableau III.5 : L'état actuel de réservoir $R150m^3$ (Centre ville)

N°	Emplacement	Ouvrages	Anomalies
01	$R150m^3$ (Centre ville)	Réservoirs $150m^3$ circulaire Surélevé $C_{TN}=942m$	<ul style="list-style-type: none"> - Pas d'aménagement autour des réservoirs. - Fuites d'eau à travers le voile en béton armé du réservoir malgré les travaux de réhabilitation. - Décollement du revêtement. - Absence de fiche de suivi et d'entretien de l'ouvrage.

Tableau III.6 : L'état actuel de réservoir R300m³ (Forêt)

N°	Emplacement	Ouvrages	Anomalies
02	R300m ³ (Forêt)	Réservoir 300m ³ en béton armé, circulaire Surélevé C _{TN} =932m	<ul style="list-style-type: none"> - Manque d'éclairage intérieur et extérieur. - présence des fuites d'eau à travers le voile en béton armé du réservoir. - désagrégation de la structure.

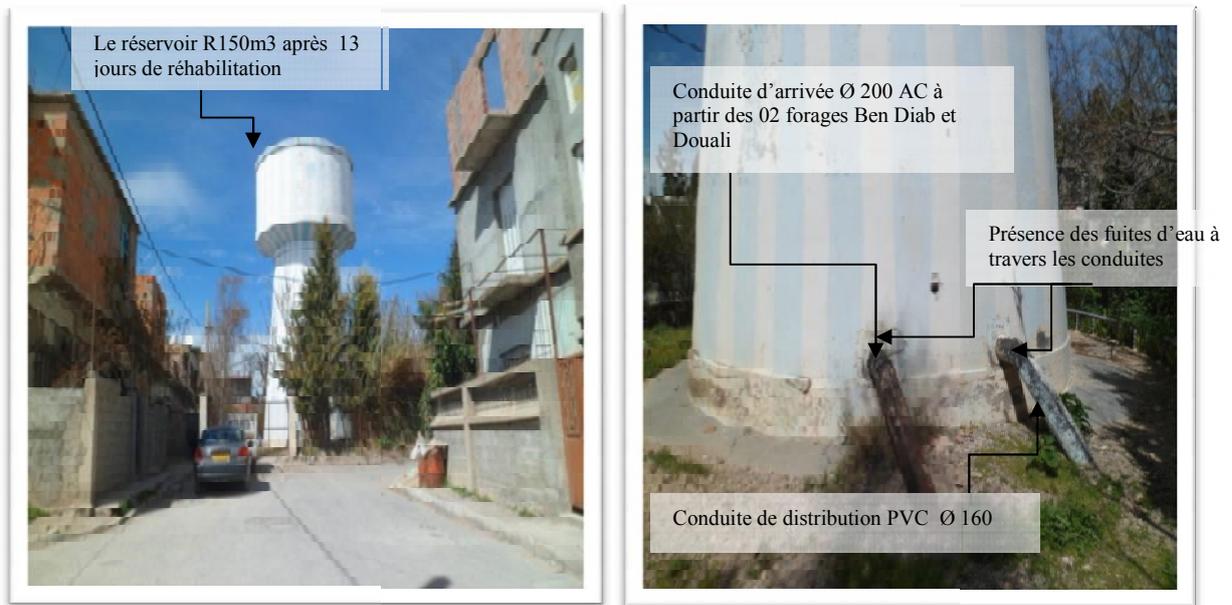


Figure III.6 : Réservoir Surélevé R150m3 du centre

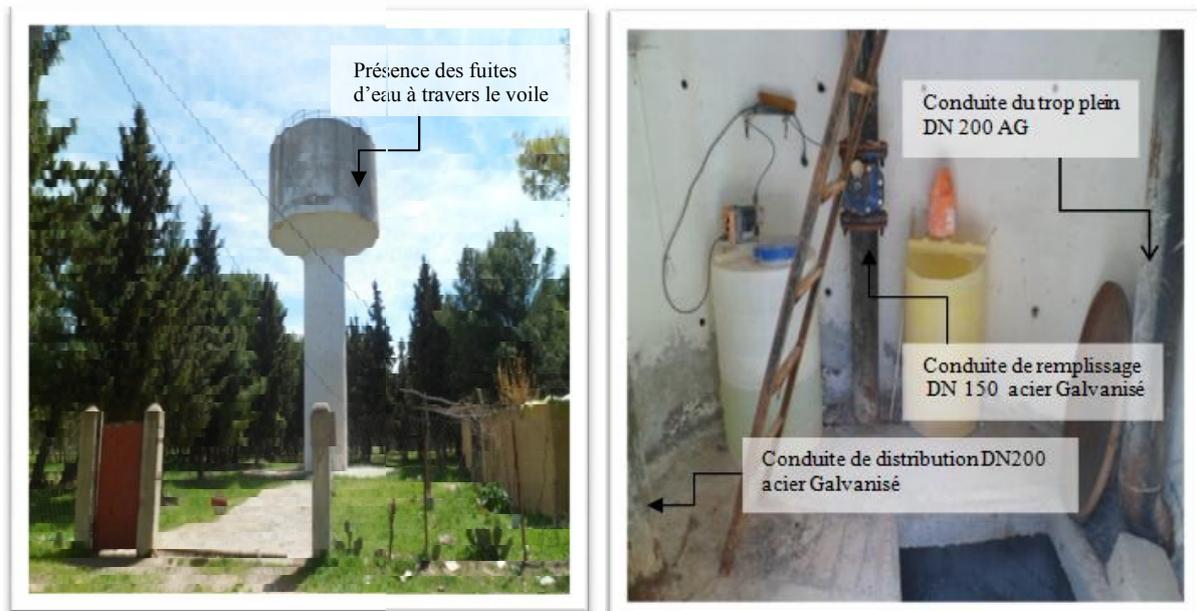


Figure III.7 : Réservoir Surélevé R300m3 de la forêt

III.9.2. Réhabilitation des réservoirs :**a. Réservoirs 150m³ :**

- Réaménagement du site.
- Vérification approfondie du génie civil (parois, terrasse, fondation). Un rapport d'expertise est recommandé par un organisme de contrôle.
- La réfection du revêtement intérieur et extérieur.

b. Réservoirs 300 m3 :

- Assurer un bon éclairage à l'intérieur de la tour jusqu'à la cuvette du réservoir d'eau, pour la sécurité des agents d'entretien.
- Vérification de la stabilité des ouvrages.
- Entretien et nettoyage des ouvrages d'une façon régulière.

III.10. Conclusion:

L'étude des réservoirs effectuée dans ce chapitre a montré que la capacité de stockage actuel est loin de satisfaire les besoins de l'agglomération à l'horizon d'étude (2040). Nous allons donc prévoir un autre réservoir d'un volume de **350m³** pour pallier à ce problème.

Tous les réservoirs cités sont en fonctionnement mais nécessitent des réparations et des entretiens.

Chapitre IV

Etude de diagnostic du réseau existant

IV.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles de l'écoulement dans le réseau de distribution d'eau potable de la commune de Mezloug, le but étant de créer un milieu sain pour la population concernée. Pour ce faire et conformément aux termes de référence, le présent chapitre s'intitule : Etude de diagnostic du réseau existant.

D'après les données et documents fournis par les services techniques, concernant le réseau existant de la commune, nous établirons une étude de base, qui permettra de bien cerner la problématique du réseau existant et de satisfaire la population à desservir.

IV.2. Définition d'un réseau de distribution : [3]

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchaînement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur les conduites de distribution.

Les points de jonction entre les conduites s'appellent nœuds.

IV.3. Topologie du réseau : [3]

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En termes de topologie, nous distinguons :

IV.3.1. Les réseaux ramifiés :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

IV.3.2. Les réseaux maillés :

Ce type de réseau est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière à décrire des boucles fermées. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés.

Contrairement aux réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduisent les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car ils assurent une distribution en retour en cas d'avarie.

IV.3.3. Les réseaux étagés :

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, on peut avoir de trop grandes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir et, par conséquent les normes de pressions ne seront pas respectées.

Dans ce cas, on doit réduire la pression en installant des réservoirs intermédiaires, alimentés par le premier. Ces réservoirs permettent de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression.

IV.4. Outils de diagnostic :

Le diagnostic d'un réseau de distribution nécessite des déplacements sur le terrain et aussi le recueil et la collecte de toutes les données relatives au réseau étudié. Dans notre cas, cette collecte s'est faite auprès de toutes les instances concernées telles que, la D.H.W de Sétif, l'A.P.C de Mezloug, la subdivision de l'hydraulique d'Ain Arnat...etc.

Parmi les documents que nous avons analysé, on cite les : PDAU et POS de la ville, plan du réseau de distribution et d'adduction en eau potable, plan des extensions, programmes de logement, études d'AEP préalables, analyse d'eau existante, données concernant la gestion du réseau (ressources, stockage, facturation des trois dernières années, répertoire des fuites, nombre d'abonnés).

Pour la réalisation de l'étude des conditions d'écoulement dans le réseau de distribution de l'agglomération faisant l'objet de notre étude, nous avons opté pour une modélisation à l'aide de l'outil informatique Epanet qui offre l'avantage d'être simple d'utilisation et efficace à la fois.

IV.5. Etude de diagnostic :

IV.5.1. Objectif de l'étude de diagnostic : [4]

L'étude de diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique des réseaux d'alimentation en eau potable. Pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau de la commune de Mezloug, en effectuant :

- Une reconnaissance détaillée des lieux.
- Une enquête sur le réseau existant.

IV.5.2. Etat physique du réseau :

D'après l'enquête menée sur le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Mezloug, on signale les anomalies suivantes :

- Des Fuites enregistrées dans la plupart des endroits surtout au niveau des joints.
- L'état vétuste des conduites.
- Type de matériaux des conduites, à savoir : PVC à colle.
- L'âge du réseau qui dépasse les 37 ans (1978).
- Manque quantitatif d'accessoires de réseau tel que les vannes et les bouches d'incendie.
- Les pressions sont très faibles.

A part ces contraintes, nous distinguons :

- Problèmes des branchements illicites, qui sont très importants.
- Le taux de fuites dues aux branchements illicites est très important.
- Risque de contamination des eaux potables par les eaux usées, à cause des branchements es qui passent parfois en dessous du collecteur d'assainissement.



Figure IV.1 : Etat physique du réseau de distribution de Mezloug (11/02/2015)

IV.5.3. L'état des équipements du réseau :

Parmi les équipements qu'on a trouvé dans le réseau, on a les vannes qui jouent un rôle très important dans la gérance des écoulements dans le réseau, et assurent l'alimentation de la ville par sectorisation car le volume mis en distribution ne couvre pas la totalité de l'agglomération à la fois.

Le réseau de distribution est menu de 43 vannes, Le type et l'état des vannes sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.1 : les vannes de réseau AEP de centre Mezloug

VANNES	Type	Nombre
	Sous regard	05
	Sous bouche à clef	31
	Enterrée	07

IV.5.4. Travaux récemment entrepris :

Lors de notre étude, nous avons pu consulter le cahier de suivi des activités du réseau d'AEP de Mezloug. Ce cahier sert à noter toutes les interventions faites sur le réseau. On en cite certaines réalisées ces derniers temps dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : suivi des activités

Date	Lieu de l'intervention (Tronçon+Lieu précis)	Description détaillée de l'intervention
01/04/2015	(N44-N43)	Réparation d'une fuite sur la conduite PVC, Ø 90
04/04/2015	Réservoir R150 m3	Vidange, nettoyage, chloration de réservoir et purge du réseau
12/04/2015	(N53-N55)	Réparation d'une cassure sur la conduite PEHD, Ø 63

Sources : - ADE d'Ain Arnat (service d'exploitation des ressources en eau)

IV.5.5. Matériaux des conduites :

Le réseau de distribution existant est composé de conduites en différents matériaux à savoir :

- **PVC** à colle : conduites réalisées en 1978.
- **PEHD** : conduites réalisées en 1998 à la cité 104 et aussi pour l'alimentation du nouveau lycée.

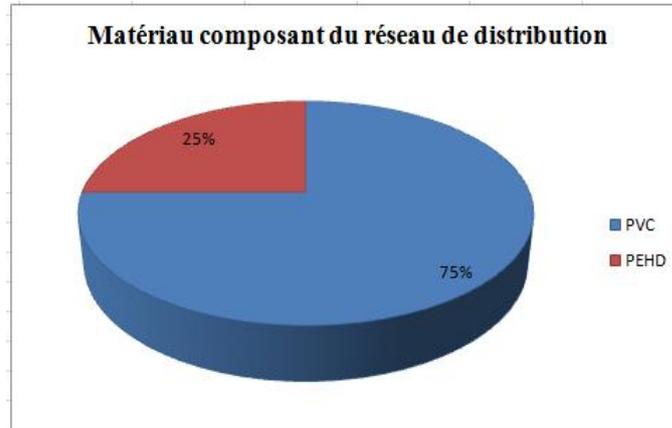


Figure IV.2 : Matériaux composant de réseau de distribution

Le réseau de distribution est de type **maillé**. Il est constitué de conduites de différents diamètres variant entre **40 et 160mm**. Les tableaux IV.3 et IV.4 donne les longueurs de réseau concernant chaque diamètre rencontré pour les deux matériaux PVC et PEHD :

Tableau IV.3 : La quantité en mètre linéaire de matériau **PVC**

Mètre linéaire	Diamètre (mm)
257.30	40
3072.36	63
3724.37	90
2267.23	110
533.05	160

Tableau IV.4 : La quantité en mètre linéaire de matériau **PEHD**

Mètre linéaire	Diamètre (mm)
331.10	50
1471.29	63
1009.46	90
508.54	110

Avec le développement de la ville et la création de nouvelles cités contenant des immeubles de type (R+3), la charge des réservoirs existants n'assure pas une pression suffisante pour alimenter les nouvelles constructions.

IV.5.6. Fonctionnement actuel du réseau d'AEP :

Actuellement, le réseau ne fonctionne pas à plein temps, mais suit un régime de coupure d'eau, ceci est dû essentiellement à l'indisponibilité d'une quantité d'eau suffisante pour alimenter sur 24 heures toute la ville.

Tableau IV.5 : L'alimentation en eau potable dans le chef lieu de Mezloug

Ouvrage	1 ^{er} jour				2 ^{ème} jour			
	16h-6h		6h-16h		16h-6h		6h-16h	
	Etat	Destin	Etat	Destin	Etat	Destin	Etat	Destination
Forage Ben Diab	Arrêt	/	Marche	R150	Arrêt	/	Marche	R150
Forage Douali	Marche	ORLAIT	Marche	R300	Marche	ORLAIT	Marche	R300
R150	Distr	Centre	Rempl+Distr	Centre	Vide	/	Rempl	/
R300	Vide	/	Rempl	/	Distr	Cite 219	Rempl+Distr	Cite 219

Source : -ADE d'Ain Arnat (service d'exploitation des ressources en eau)
-Subdivision d'Hydraulique d'Ain Arnat.(2015)

En résumé, nous avons une sectorisation distincte et claire c'est-à-dire :

- Le remplissage et la distribution se font simultanément 01 jour sur 02 pour chaque réservoir de 6h à 16h seulement la distribution s'arrête avec l'épuisement du stock du réservoir en question.
- Le remplissage des réservoirs se fait par le biais des deux forages (Ben Diab et Douali de 6h à 16h).
- Et de 16h à 6h il y a seulement le forage de Douali qui reste en service pour alimenter la laiterie TELL (ORLAIT).

IV.5.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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 calcule le débit en route ;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

La simulation du fonctionnement du réseau de distribution considère les deux cas de fonctionnement suivants :

- Cas de fonctionnement en débit de pointe (Q_{pte}) ;
- Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie ($Q_{pte} + Q_{inc}$).

A. Cas de pointe :

D'après le chapitre II, la pointe de consommation se situe entre 12h et 14h :

$$Q_{pte} = 104.69 \text{ m}^3/\text{h} = 29.08 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : Débit de Pointe de consommation.

a. Débit en route (Q_{rte}) :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \quad (IV-1)$$

Q_{rte} : Débit en route total

Q_{pte} : Débit de pointe (l/s) calculé au chapitre II.

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

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

Donc :

$$Q_{rte} = Q_{pte} = 29.08 \text{ l/s}$$

b. Débit spécifique (Q_{sp}) :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution en considérant le débit spécifique en l/s/ml.

Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = Q_{rte} / \sum L_i \quad (\text{l/s/ml}) \quad (IV-2)$$

$\sum L_i$: Somme des longueurs de tous les tronçons formant le réseau.

Q_{sp} : Débit spécifique.

Q_{rte} : Débit en route.

Avec :

$$Q_{rte} = 29.08 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 13303.04 \text{ ml.}$$

Donc : $Q_{sp} = 29.08 / 13303.04$ $Q_{sp} = 0.002185966516 \text{ l/s/ml}$

c. Débit en route pour chaque tronçon :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \quad (\text{l/s}) \quad (IV-3)$$

Avec:

Q_{ri} : Débit en route du tronçon i .

L_i : Longueur de tronçon i .

Q_{sp} : Débit spécifique.

d. Débit aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés au niveau des nœuds pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de conduite relié au nœud considéré, ils sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad (\text{l/s}) \quad (IV-4)$$

Avec

Q_{ni} : Débit au nœud i ,

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

ΣQ_{ri} : Somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds.

Les résultats relatifs aux calculs des débits en route et aux nœuds pour le cas de pointe sont récapitulés dans le tableau IV.6 :

Tableau IV.6 : Calcul des débits en route et nœuds (réseau existant)

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur[ml]</i>	Q_r [l/s]	Q_n [l/s]
R1	R1-1	163,62	0	
R2	R2-100	21,53	0	
	R2-103	151,93	0,33	0,17
1	1-R1	163,62	0,00	0,24
	1-2	94,73	0,21	
	1-24	123,43	0,27	
2	02-01	94,73	0,21	0,68
	02-03	110,05	0,24	
	02-23	413,3	0,90	
3	03-02	110,05	0,24	0,23
	03-04	50,63	0,11	
	03-07	45,27	0,10	
4	04-03	50,63	0,11	0,24
	04-05	49,96	0,11	
	04-08	119,5	0,26	
5	05-04	49,96	0,11	0,19
	05-06	49,19	0,11	
	05-08	79,1	0,17	
6	06-05	49,19	0,11	0,32
	06-09	90,51	0,20	
	06-10	154,6	0,34	
7	07-03	45,27	0,10	0,05
8	08-4	119,5	0,26	0,27
	08-05	79,1	0,17	
	08-09	51,8	0,11	
9	09-08	51,8	0,11	0,39
	09-06	90,51	0,20	
	09-15	218,11	0,48	
10	10-6	154,6	0,34	0,58
	10-13	109,99	0,24	
	10-11	264,1	0,58	
11	11-10	264,1	0,58	0,37
	11-12	69,85	0,15	
12	12-11	69,85	0,15	0,08
13	13-14	106,1	0,23	0,47
	13-10	109,99	0,24	
	13-16	211,46	0,46	
14	14-13	106,1	0,23	0,41
	14-15	50,23	0,11	
	14-17	214,8	0,47	

Tableau IV.6 : Calcul des débits en route et nœuds (Suite du tableau IV.6) :

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur[ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
15	15-09	218,11	0,48	0,53
	15-14	50,23	0,11	
	15-18	215,3	0,47	
16	16-13	211,46	0,46	0,61
	16-17	49,83	0,11	
	16-19	298,9	0,65	
17	17-16	49,83	0,11	0,56
	17-18	49,75	0,11	
	17-14	214,8	0,47	
	17-19	202,1	0,44	
18	18-17	49,75	0,11	0,47
	18-15	215,3	0,47	
	18-20	163,9	0,36	
19	19-16	298,9	0,65	0,62
	19-17	202,1	0,44	
	19-20	61,91	0,14	
20	20-18	163,9	0,36	0,88
	20-19	61,91	0,14	
	20-21	331,1	0,72	
	20-22	248,1	0,54	
21	21-20	331,1	0,72	0,36
22	22-20	248,1	0,54	0,27
23	23-02	413,3	0,90	0,45
24	24-25	49,32	0,11	0,55
	24-01	123,43	0,27	
	24-32	206,1	0,45	
	24-39	127,2	0,28	
25	25-24	49,32	0,11	0,33
	25-26	57,78	0,13	
	25-30	191,89	0,42	
26	26-25	57,78	0,13	0,34
	26-27	58,71	0,13	
	26-30	191,89	0,42	
27	27-26	58,71	0,13	0,26
	27-28	183,46	0,40	
28	28-27	183,46	0,40	0,37
	28-29	154,2	0,34	
29	29-28	154,2	0,34	0,48
	29-49	169,1	0,37	
	29-30	114,5	0,25	
30	30-26	191,89	0,42	0,54
	30-29	114,5	0,25	
	30-25	191,89	0,42	

Tableau IV.6 : Calcul des débits en route et nœuds(Suite du tableau IV.6):

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
31	31-32	16,3	0,04	0,02
32	32-31	16,3	0,04	0,27
	32-33	26,27	0,06	
	32-24	206,1	0,45	
33	33-34	57,05	0,12	0,15
	33-32	26,27	0,06	
	33-35	52,73	0,12	
34	34-33	57,05	0,12	0,06
35	35-33	52,73	0,12	0,26
	35-42	133,1	0,29	
	35-36	48,22	0,11	
36	36-35	48,22	0,11	0,21
	36-42	89,37	0,20	
	36-37	54,52	0,12	
37	37-38	41,29	0,09	0,23
	37-36	54,52	0,12	
	37-45	116,1	0,25	
38	38-37	41,29	0,09	0,16
	38-46	102,7	0,22	
39	39-40	45,71	0,10	0,30
	39-24	127,2	0,28	
	39-41	101,1	0,22	
40	40-39	45,71	0,10	0,05
41	41-39	101,1	0,22	0,11
42	42-36	89,37	0,20	0,30
	42-44	48,18	0,11	
	42-35	133,1	0,29	
43	43-44	207,6	0,45	0,23
44	44-42	48,18	0,11	0,49
	44-43	207,6	0,45	
	44-45	48,82	0,11	
	44-78	143,1	0,31	
45	45-46	40,16	0,09	0,22
	45-44	48,82	0,11	
	45-37	116,1	0,25	
46	46-47	48,44	0,11	0,21
	46-38	102,7	0,22	
	46-45	40,16	0,09	

Tableau IV.6 : Calcul des débits en route et nœuds(Suite du tableau IV.6):

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
47	47-46	48,44	0,11	0,26
	47-48	85,62	0,19	
	47-108	103,54	0,23	
48	48-47	85,62	0,19	0,09
49	49-29	169,1	0,37	0,18
50	50-51	46,46	0,10	0,05
51	51-50	46,46	0,10	0,32
	51-52	77,48	0,17	
	51-62	166,86	0,36	
52	52-51	77,48	0,17	0,20
	52-53	91,56	0,20	
	52-54	13,57	0,03	
53	53-52	91,56	0,20	0,27
	53-55	24,56	0,05	
	53-66	129,35	0,28	
54	54-52	13,57	0,03	0,15
	54-58	61,4	0,13	
	54-57	58,79	0,13	
55	55-53	24,56	0,05	0,24
	55-56	69,03	0,15	
	55-60	124,06	0,27	
56	56-55	69,03	0,15	0,08
57	57-54	58,79	0,13	0,06
58	58-60	48,19	0,11	0,18
	58-59	59,4	0,13	
	58-54	61,4	0,13	
59	59-58	59,4	0,13	0,06
60	60-61	26,27	0,06	0,29
	60-62	63,12	0,14	
	60-55	124,06	0,27	
	60-58	48,19	0,11	
61	61-60	26,27	0,06	0,03
62	62-107	15,55	0,03	0,27
	62-60	63,12	0,14	
	62-51	166,86	0,36	
63	63-66	188,9	0,41	0,21
64	64-107	28,16	0,06	0,03
65	65-107	44,89	0,10	0,05
66	66-68	48,18	0,11	0,40
	66-53	129,35	0,28	
	66-63	188,9	0,41	

Tableau IV.6 : Calcul des débits en route et nodaux(Suite du tableau IV.6):

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
67	67-68	48,47	0,11	0,05
68	68-67	48,47	0,11	0,12
	68-66	48,18	0,11	
	68-69	17,3	0,04	
69	69-68	17,3	0,04	0,24
	69-71	41,89	0,09	
	69-79	157,76	0,34	
70	70-71	21,27	0,05	0,02
71	71-69	41,89	0,09	0,12
	71-70	21,27	0,05	
	71-72	48,55	0,11	
72	72-73	108,04	0,24	0,23
	72-74	56,64	0,12	
	72-71	48,55	0,11	
73	73-72	108,04	0,24	0,12
74	74-72	56,64	0,12	0,20
	74-75	39,69	0,09	
	74-77	84,85	0,19	
75	75-74	39,69	0,09	0,27
	75-82	39,1	0,09	
	75-76	83,74	0,18	
	75-79	83,71	0,18	
76	76-77	39,83	0,09	0,20
	76-83	38,72	0,08	
	76-108	24,87	0,05	
	76-75	83,74	0,18	
77	77-76	39,83	0,09	0,18
	77-74	84,85	0,19	
	77-78	42,42	0,09	
78	78-44	143,1	0,31	0,30
	78-77	42,42	0,09	
	78-108	88,22	0,19	
79	79-80	102,73	0,22	0,42
	79-81	39,42	0,09	
	79-75	83,71	0,18	
	79-69	157,76	0,34	
80	80-81	67,2	0,15	0,24
	80-85	46,18	0,10	
	80-79	102,73	0,22	
81	81-86	43,9	0,10	0,26
	81-80	67,2	0,15	
	81-79	39,42	0,09	
	81-82	85,24	0,19	

Tableau IV.6 : Calcul des débits en route et nœuds(Suite du tableau IV.6):

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
82	82-88	35,21	0,08	0,26
	82-81	85,24	0,19	
	82-83	82,67	0,18	
	82-75	39,1	0,09	
83	83-90	43,26	0,09	0,25
	83-84	64,69	0,14	
	83-76	38,72	0,08	
	83-82	82,67	0,18	
84	84-83	64,69	0,14	0,07
85	85-92	16,24	0,04	0,15
	85-80	46,18	0,10	
	85-86	72,03	0,16	
86	86-85	72,03	0,16	0,20
	86-87	63,98	0,14	
	86-81	43,9	0,10	
87	87-86	63,98	0,14	0,16
	87-89	38,65	0,08	
	87-96	43,71	0,10	
88	88-82	35,21	0,08	0,04
89	89-87	38,65	0,08	0,16
	89-97	43,96	0,10	
	89-90	65,76	0,14	
90	90-91	45,85	0,10	0,17
	90-89	65,76	0,14	
	90-83	43,26	0,09	
91	91-90	45,85	0,10	0,05
92	92-85	16,24	0,04	0,61
	92-94	26,06	0,06	
	92-105	400,25	0,87	
	92-93	116,34	0,25	
93	93-92	116,34	0,25	0,13
94	94-100	41,8	0,09	0,11
	94-95	36,95	0,08	
	94-92	26,06	0,06	
95	95-94	36,95	0,08	0,19
	95-99	40,1	0,09	
	95-96	100,17	0,22	
96	96-95	100,17	0,22	0,20
	96-97	39,78	0,09	
	96-87	43,71	0,10	
97	97-96	39,78	0,09	0,22
	97-98	119,69	0,26	
	97-89	43,96	0,10	

Tableau IV.6 : Calcul des débits en route et nœuds(Suite du tableau IV.6):

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
98	98-97	119,69	0,26	1,35
	98-103	425,25	0,93	
	98-106	694,16	1,52	
99	99-101	43,3	0,09	0,21
	99-95	40,1	0,09	
	99-100	38,62	0,08	
	99-102	73,37	0,16	
100	100-R2	21,53	0,00	0,09
	100-99	38,62	0,08	
	100-94	41,8	0,09	
101	101-99	43,3	0,09	0,05
102	102-99	73,37	0,16	0,08
103	103-104	92,07	0,20	0,73
	103-R2	151,93	0,33	
	103-98	425,25	0,93	
104	104-103	92,07	0,20	0,10
105	105-92	400,25	0,87	0,44
106	106-98	694,16	1,52	0,76
107	107-64	28,16	0,06	0,10
	107-62	15,55	0,03	
	107-65	44,89	0,10	
108	108-76	24,87	0,05	0,24
	108-78	88,22	0,19	
	108-47	103,54	0,23	

e. Simulation hydraulique du réseau existant:

- ✓ Les cotes piézométriques et les pressions aux nœuds sont données par le tableau IV.7 suivant :

Tableau IV.7 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud 60	935.92	0.29	939.41	3.49
Nœud 52	933.75	0.20	939.57	5.82
Nœud 61	936.50	0.03	939.41	2.91
Nœud 29	926.70	0.48	934.60	7.90
Nœud 28	925.34	0.37	934.59	9.25
Nœud 68	936.68	0.12	940.06	3.38
Nœud 67	936.14	0.05	940.06	3.92
Nœud 30	930.54	0.54	934.65	4.11
Nœud 01	931.48	0.24	951.68	20.20
Nœud 02	930.84	0.68	951.42	20.58
Nœud 23	923.11	0.45	950.68	27.57
Nœud 03	929.56	0.23	951.30	21.74
Nœud0 4	927.94	0.24	951.25	23.31
Nœud0 5	926.47	0.19	951.22	24.75
Nœud 06	924.60	0.32	951.20	26.60
Nœud 10	922.94	0.58	951.04	28.10
Nœud08	927.26	0.27	951.20	23.94
Nœud 16	924.59	0.61	951.02	26.43
Nœud 11	924.60	0.37	951.01	26.41
Nœud 12	926.07	0.08	951.01	24.94
Nœud 14	925.40	0.41	951.04	25.64
Nœud 13	922.78	0.47	951.04	28.26
Nœud 15	925.56	0.53	951.06	25.50
Nœud 17	924.48	0.56	951.02	26.54
Nœud 19	923.84	0.62	951.02	27.18
Nœud 20	924.12	0.88	951.02	26.90
Nœud 18	924.47	0.47	951.03	26.56
Nœud 103	933.26	0.73	950.15	16.89
Nœud 104	937.42	0.10	950.14	12.72
Nœud 79	940.09	0.42	941.11	1.02
Nœud 69	937.03	0.24	940.12	3.09
Nœud 80	939.88	0.24	941.80	1.92
Nœud 71	935.67	0.12	940.11	4.44
Nœud 72	938.16	0.23	940.09	1.93
Nœud 74	938.85	0.20	940.09	1.24
Nœud 75	939.39	0.27	940.12	0.73
Nœud 89	940.44	0.16	941.38	0.94
Nœud 90	939.81	0.17	939.98	0.17
Nœud 87	940.90	0.16	941.57	0.67

Tableau IV.7 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau (Suite du tableau IV.7) :

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud 86	941.20	0.20	941.39	0.19
Nœud 91	938.05	0.05	939.98	1.93
Nœud 98	928.79	1.35	941.20	12.41
Nœud 97	939.74	0.22	941.72	1.98
Nœud 96	941.33	0.20	942.25	0.92
Nœud 95	941.01	0.19	948.13	7.12
Nœud 99	940.80	0.21	949.86	9.06
Nœud 102	940.59	0.08	949.86	9.27
Nœud 100	941.24	0.09	949.88	8.64
Nœud 94	940.30	0.11	948.22	7.92
Nœud 85	940.00	0.15	942.40	2.40
Nœud 81	940.23	0.26	941.21	0.98
Nœud 82	939.89	0.26	940.13	0.24
Nœud 83	940.40	0.25	939.85	-0.55
Nœud 76	939.13	0.20	939.66	0.53
Nœud 77	937.85	0.18	939.59	1.74
Nœud 78	937.02	0.30	939.40	2.38
Nœud 45	935.30	0.22	938.93	3.63
Nœud 46	935.86	0.21	938.94	3.08
Nœud 47	936.17	0.26	939.05	2.88
Nœud 37	933.95	0.23	937.99	4.04
Nœud 38	934.95	0.16	938.12	3.17
Nœud 39	934.00	0.30	934.70	2.70
Nœud 41	933.15	0.11	934.70	1.55
Nœud 42	934.23	0.30	937.94	3.71
Nœud 44	934.22	0.49	937.94	4.72
Nœud 36	932.79	0.21	937.66	4.87
Nœud 43	929.34	0.23	938.83	9.49
Nœud 35	931.92	0.26	937.29	5.37
Nœud 33	930.56	0.15	936.74	6.18
Nœud 34	933.42	0.06	936.74	3.32
Nœud 24	927.97	0.55	934.94	6.97
Nœud 32	930.20	0.27	936.50	6.30
Nœud 25	927.51	0.33	934.83	7.32
Nœud 26	926.56	0.34	934.65	8.09
Nœud 27	925.22	0.26	934.59	9.37
Nœud 66	936.00	0.40	939.91	3.91
Nœud 63	936.27	0.21	939.91	3.64
Nœud 40	930.43	0.05	934.70	4.27
Nœud 55	934.88	0.24	939.55	4.67
Nœud 56	935.08	0.08	939.54	4.46
Nœud 53	934.50	0.27	939.64	5.14
Nœud 58	935.08	0.18	939.42	4.34
Nœud 59	933.19	0.06	939.42	6.23

Tableau IV.7 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau (Suite du tableau IV.7) :

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud 54	933.96	0.15	939.52	5.56
Nœud 57	932.11	0.06	939.52	7.41
Nœud 62	935.30	0.27	939.39	4.09
Nœud 107	935.84	0.10	939.38	3.54
Nœud 65	934.52	0.05	939.38	4.86
Nœud 51	931.95	0.32	939.55	7.60
Nœud 64	936.18	0.03	939.38	3.20
Nœud 50	929.78	0.05	939.55	9.77
Nœud 106	927.78	0.76	937.98	10.20
Nœud 92	940.51	0.61	944.97	4.46
Nœud 105	939.36	0.44	944.87	5.51
Nœud 93	939.00	0.13	944.90	5.90
Nœud 84	938.42	0.07	939.84	1.42
Nœud 07	930.90	0.05	951.30	20.40
Nœud 09	936.41	0.39	951.14	24.73
Nœud 22	923.80	0.27	950.96	27.16
Nœud 21	926.02	0.36	951.01	24.99
Nœud 49	929.45	0.18	934.60	5.15
Nœud 73	937.00	0.12	940.09	3.09
Nœud 70	937.52	0.02	940.11	2.59
Nœud 88	940.46	0.04	940.13	-0.33
Nœud 101	941.15	0.05	949.86	8.71
Nœud 31	930.71	0.02	936.50	5.79
Nœud 48	936.03	0.09	939.05	3.02
Nœud 108	938.72	0.24	939.37	0.65

- ✓ Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données dans le tableau IV.8 :

Tableau IV.8 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

<i>Tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Matériau</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Δh(m/km)</i>
N60-N61	26,28	48.8	PEHD	0.03	0.02	0.03
N29-N28	154,2	90	PVC	0.32	0.05	0.06
N68-N67	48,47	90	PVC	0.05	0.01	0.02
N29-N30	114,5	90	PVC	-0.98	0.15	0.41
N01-N02	94,73	160	PVC	9.03	0.59	2.74
N02-N23	413,3	63	PVC	0.45	0.23	1.97
N03-N04	50,63	160	PVC	7.62	0.38	1.03
N04-N05	49,96	160	PVC	5.65	0.28	0.59
N05-N06	49,19	160	PVC	4.12	0.21	0.33
N06-N10	54,6	110	PVC	1.63	0.26	1.03
N08-N04	119,5	90	PVC	-1.73	0.18	0.43
N11-N12	69,85	63	PVC	0.08	0.03	0.02
N14-N13	106,1	110	PVC	0.44	0.05	0.04
N17-N14	214,8	110	PVC	-0.65	0.07	0.08
N17-N16	49,83	90	PVC	0.18	0.03	0.03
N16-N19	298,9	110	PVC	0.14	0.01	0.02
N19-N20	61,91	110	PVC	-0.24	0.03	0.01
N18-N15	215,3	160	PVC	-2.55	0.13	0.14
N20-N18	163,9	160	PVC	-1.75	0.06	0.02
N103-N104	92,08	63	PVC	0.10	0.05	0.08
N79-N69	157,8	90	PVC	4.33	0.68	6.27
N79-N80	102,7	90	PVC	-4.50	0.71	6.74
N69-N68	17,31	90	PVC	3.16	0.50	3.48
N71-N69	41,89	90	PVC	-0.93	0.15	0.37
N72-N71	48,56	90	PVC	-0.79	0.12	0.28
N74-N72	56,64	90	PVC	-0.44	0.07	0.10
N75-N74	39,69	90	PVC	1.37	0.22	0.75
N75-N79	83,71	63	PVC	-2.34	0.75	11.87
N89-N90	65,77	63	PVC	3.19	1.02	21.24
N87-N89	38,66	63	PVC	1.47	0.47	4.96
N86-N87	63,99	63	PVC	-1.09	0.35	2.84
N90-N91	45,85	63	PVC	0.05	0.02	0.01
N98-N103	425,3	90	PVC	-1.71	0.87	21.03
N97-N98	119,7	40	PVC	0.40	0.32	4.33
N96-N97	39,79	63	PVC	2.50	0.80	13.39
N95-N96	100,2	63	PVC	5.41	1.74	28.68
N99-N95	40,11	63	PVC	4.61	1.48	20.05
N99-N102	73,38	63	PVC	0.08	0.03	0.02
N80-N85	46,19	90	PVC	-6.36	1.00	13.00
N81-N79	39,43	90	PVC	2.59	0.41	2.41
N82-N75	39,1	90	PVC	0.84	0.13	0.31
N83-N76	38,73	90	PVC	3.73	0.59	4.75
N76-N75	83,74	63	PVC	-1.54	0.49	5.43
N76-N77	39,84	90	PVC	2.20	0.35	1.78
N77-N78	42,42	90	PVC	3.62	0.57	4.50

Tableau IV.8 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant(Suite du tableau IV.8) :

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Matériau</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Δh(m/km)</i>
N45-N46	40.16	90	PVC	-0.49	0.08	0.12
N37-N38	41.29	73.6	PEHD	-1.74	0.41	3.12
N39-N41	101.1	90	PEHD	0.11	0.04	0.03
N42-N44	48.18	48.8	PEHD	-1.60	0.85	20.92
N36-N37	54.52	73.6	PEHD	-2.47	0.58	6.01
N78-N44	143.1	90	PVC	3.01	0.47	3.19
N44-N43	207.6	90	PVC	0.23	0.12	0.54
N46-N47	48.44	90	PVC	-2.59	0.41	2.41
N35-N36	48.22	73.6	PEHD	-2.83	0.66	7.74
N37-N45	116.1	48.8	PEHD	-0.96	0.52	8.12
N33-N34	57.05	48.8	PEHD	0.06	0.03	0.05
N24-N39	127.2	73.6	PEHD	0.46	0.23	1.86
N42-N35	133.1	48.8	PEHD	0.73	0.39	4.86
N36-N42	89.37	48.8	PEHD	-0.57	0.30	3.06
N33-N35	52.73	73.6	PEHD	-3.30	0.78	10.34
N32-N33	26.27	73.6	PEHD	-3.09	0.73	9.13
N25-N26	57.78	90	PVC	0.62	0.31	3.15
N26-N27	58.71	90	PVC	0.31	0.16	0.93
N66-N63	186.5	90	PEHD	0.21	0.03	0.02
N39-N40	45.71	48.8	PEHD	0.05	0.3	0.04
N55-N56	69.04	48.8	PEHD	0.08	0.04	0.06
N58-N59	59.41	48.8	PEHD	0.06	0.03	0.05
N54-N57	58.8	48.8	PEHD	0.06	0.03	0.04
N62-N60	63.12	48.8	PEHD	-0.15	0.08	0.30
N107-N65	44.9	48.8	PEHD	0.05	0.03	0.04
N92-N105	400.3	73.6	PEHD	0.44	0.10	0.26
N86-N81	43.91	90	PVC	3.45	0.54	4.11
N08-N05	79.1	90	PVC	-1.34	0.14	0.27
N09-N08	51.8	90	PVC	-2.80	0.29	1.03
N11-N10	264.1	63	PVC	-0.19	0.06	0.13
N10-N11	53.98	63	PVC	0.26	0.13	0.65
N15-N14	50.23	110	PVC	1.50	0.16	0.33
N18-N17	49.75	90	PVC	0.32	0.05	0.06
N20-N22	248.1	63	PVC	0.27	0.09	0.24
N20-N21	331.1	50	PEHD	0.36	0.04	0.03
N19-N17	202.1	110	PVC	-0.24	0.02	0.02
N49-N29	169.1	90	PVC	-0.18	0.03	0.02
N44-N45	48.82	90	PVC	0.70	0.11	0.23
N90-N83	43.27	90	PVC	2.97	0.47	3.10
N74-N77	84.86	63	PVC	16.1	0.51	5.85
N72-N73	108	63	PVC	0.12	0.04	0.03
N71-N70	21.27	40	PVC	0.02	0.02	0.03
N96-N87	43.72	63	PVC	2.71	0.87	15.68
N85-N86	72.04	63	PVC	2.57	0.82	14.12
N97-N89	43.96	63	PVC	1.88	0.60	7.83
N94-N95	36.96	63	PVC	0.99	0.32	2.42
N100-N99	38.62	160	PVC	4.95	0.25	0.46
N38-N46	102.7	63	PVC	-1.90	0.61	7.98

Tableau IV.8 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant(Suite du tableau IV.8):

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Matériau</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Δh(m/km)</i>
N24-N32	206,1	73.6	PEHD	-2.80	0.66	7.59
N32-N31	16,38	48.8	PEHD	0.02	0.01	0.03
N47-N48	85,62	63	PVC	0.09	0.03	0.02
N85-N92	16.24	90	PVC	-9.08	1.43	25.69
N94-N92	26.06	90	PVC	10.26	1.61	22.51
N01-N24	123,43	160	PVC	0.71	1.45	18.25
N24-N25	49,32	160	PVC	2.50	0.39	2.26
N80-N81	67.2	63	PVC	1.62	0.52	5.97
N81-N82	85.24	63	PVC	2.22	0.71	10.77
N82-N83	82.67	63	PVC	1.08	0.35	2.84
N76-N108	24.87	90	PVC	2.87	0.45	2.92
N78-N108	88.22	63	PVC	0.31	0.10	0.30
N47-N108	103,54	90	PVC	-2.94	0.46	3.05
N27-N28	183.46	90	PVC	0.02	0.01	0.03
N25-N30	191,89	90	PVC	1.55	0.24	0.95
N26-N30	191,89	90	PVC	-0.04	0.01	0.02
N28-N27	183,46	90	PVC	-0.03	0.01	0.02
N02-N03	110,05	160	PVC	7.90	0.39	1.10
N15-N09	218,11	160	PVC	-4.58	0.23	0.40
N09-N06	90,51	110	PVC	-2.17	0.23	0.65
N66-N53	129,35	90	PEHD	2.38	0.37	2.06
N53-N52	91,56	90	PEHD	1.47	0.23	0.85
N51-N50	46,46	90	PEHD	0.05	0.01	0.03
N66-N68	48,18	90	PEHD	-2.99	0.47	3.14
R2-N103	151,93	90	PVC	2.54	0.40	2.32
N16-N13	211,46	110	PVC	-0.57	0.06	0.06
N16-N13	109,99	110	PVC	-0.60	0.06	0.07
N51-N62	166,86	48.8	PEHD	0.30	0.16	0.95
N62-N107	15,55	48.8	PEHD	0.18	0.10	0.40
N107-N64	28,16	48.8	PEHD	0.03	0.02	0.02
R2-N100	21,53	160	PVC	16.40	1.73	18.86
N100-N94	41,81	160	PVC	11.36	1.79	20.60
N99-N101	43,3	63	PVC	0.05	0.02	0.01
N92-N93	116,35	40	PVC	0.13	0.10	0.59
N98-N106	340	63	PVC	0.76	0.39	4.64
N88-N82	35,21	90	PVC	-0.04	0.01	0.03
N83-N84	64,69	63	PVC	0.07	0.02	0.02
N60-N58	48,19	48.8	PEHD	-0.15	0.08	0.29
N58-N54	61,40	48.8	PEHD	-0.39	0.21	1.56
N54-N52	13,57	48.8	PEHD	-0.60	0.32	3.40
N52-N51	77,48	90	PEHD	0.67	0.10	0.21
R01-N01	163,62	160	PVC	9.98	1.05	11.12
N03-N07	45,27	90	PVC	0.05	0.01	0.03
N55-N60	124,06	48.8	PEHD	0.32	0.17	1.12
N53-N55	24,56	48.8	PEHD	0.64	0.34	3.86

Les résultats obtenus pour les pressions et les vitesses sont représentés dans les figures qui suivent :

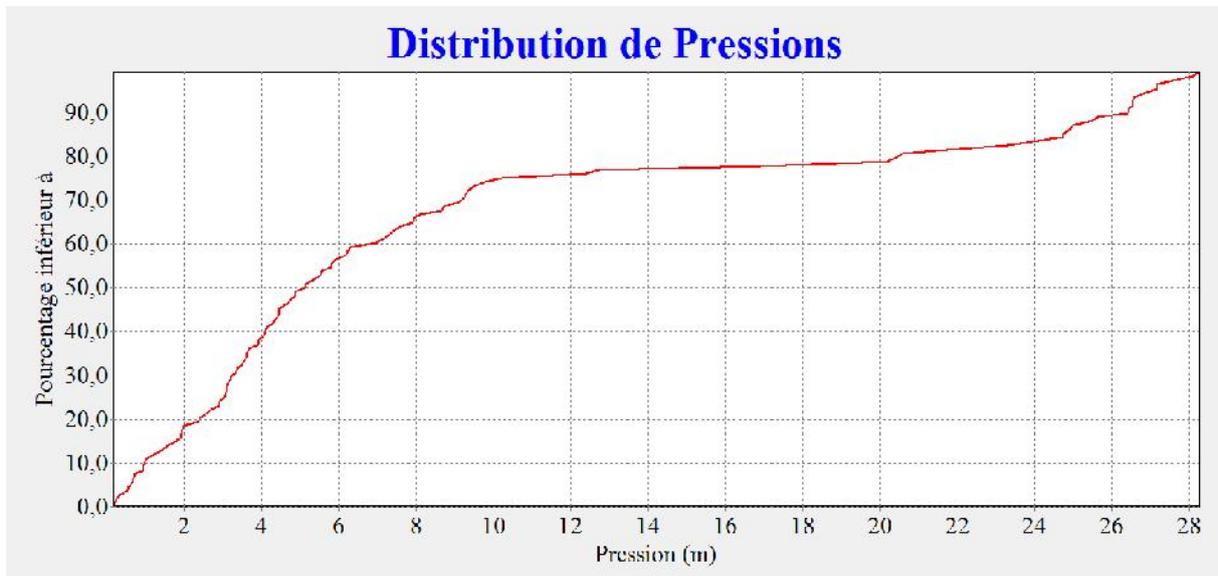


Figure IV.3 : Distribution des pressions dans le réseau existant de centre Mezloug

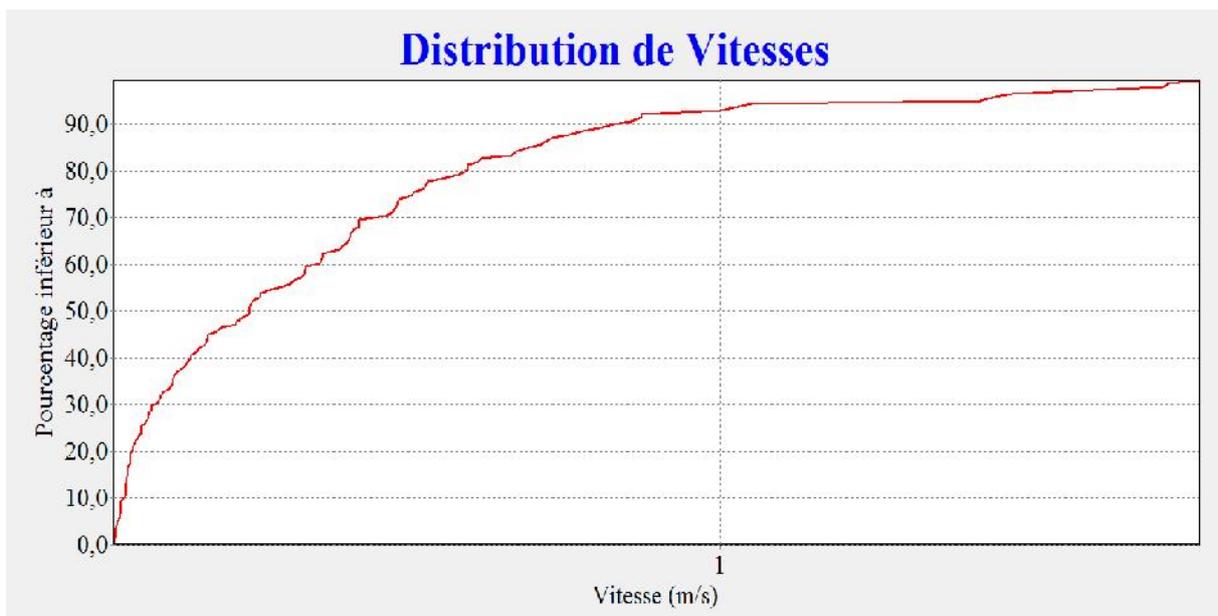


Figure IV.4 : distribution des vitesses dans le réseau existant de centre Mezloug

D'après nos calculs, on remarque que :

- 76% des pressions sont inférieures à 10 m c e
- 80% des pressions sont inférieures à 20 m c e
- 35% des vitesses sont inférieures à 0.10 m/s
- 57% des vitesses sont inférieures à 0.30 m/s
- 77% des vitesses sont inférieures à 0.50 m/s

f. Constatations et interprétations des résultats de simulation :

Le réseau d'alimentation de la ville de Mezloug présente un certain déséquilibre du point de vue vitesse et pression. La ville souffre du manque d'eau. Cette constatation a été faite sur le terrain et les résultats obtenus la confirment, surtout dans la partie Est et Nord-est de la ville (la zone fortement maillée), ceci est dû aux accroissements démographiques, au sous dimensionnement du réseau et à son mode d'exploitation.

- **La pression :** Les résultats des pressions obtenues sont défavorables c'est-à-dire que la majorité des pressions sont très faibles comme les nœuds **75, 86, 87, 89, 90** où on enregistre respectivement **0.73 ; 0.19 ; 0.67 ; 0.94 ; et 0.17 m.c.e.** Ces pressions ne peuvent assurer l'alimentation des abonnés convenablement. On enregistre même des pressions négatives dans le réseau (**N83, N88**).
- **La vitesse:** Des vitesses faibles ont été enregistrées au niveau de la plupart des tronçons du réseau (inférieur à 0.5m/s), sachant que la fourchette des vitesses admissibles est (0,5-1,5 m/s). Ces vitesses faibles favorisent la formation de dépôts. Les dépôts, comme le tartre dans les conduites d'alimentation en eau potable provoquent avec le temps la diminution de la section d'écoulement d'eau dans la conduite d'une manière considérable ; donc une augmentation des pertes de charge et par conséquent une diminution des pressions dans le réseau.
- **Les pertes de charge :** On voit qu'il y a des tronçons qui ont une perte de charge unitaire élevée qui dépasse la perte de charge admissible.

B. Cas de pointe+incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que pour le cas précédent seulement on suppose que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N° 21 avec une cote de terrain de 926.02 m.

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangée sauf au nœud N°21 qui devient :

$$Q_{N^{\circ}21} = 0,36 + 17 = 17.36 \text{ L/s}$$

a. Simulation hydraulique :

- ✓ Les charges et les pressions aux nœuds sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Charges et les pressions dans le réseau

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud 60	935.92	0.29	939.10	3.18
Nœud 52	933.75	0.20	939.25	5.50
Nœud 61	936.50	0.03	939.10	2.60
Nœud 29	926.70	0.48	933.61	6.91
Nœud 28	925.34	0.37	933.60	8.26
Nœud 68	936.68	0.12	939.75	3.07
Nœud 67	936.14	0.05	939.75	3.61
Nœud 30	930.54	0.54	933.65	3.11
Nœud 01	931.48	0.24	941.30	9.82
Nœud 02	930.84	0.68	939.35	8.51
Nœud 23	923.11	0.45	938.61	15.50
Nœud 03	929.56	0.23	938.29	8.73
Nœud0 4	927.94	0.24	937.82	9.88
Nœud0 5	926.47	0.19	937.55	11.08
Nœud 06	924.60	0.32	937.39	12.79
Nœud 10	922.94	0.58	935.84	12.90
Nœud0 8	927.26	0.27	937.34	10.08
Nœud 16	924.59	0.61	935.17	11.58
Nœud 11	924.60	0.37	935.80	11.20
Nœud 12	926.07	0.08	935.80	9.73
Nœud 14	925.40	0.41	935.56	10.16
Nœud 13	922.78	0.47	935.56	12.78
Nœud 15	925.56	0.53	935.67	10.11
Nœud 17	924.48	0.56	935.15	10.67
Nœud 19	923.84	0.62	934.99	11.15
Nœud 20	924.12	0.88	934.88	10.76
Nœud 18	924.47	0.47	935.07	10.60
Nœud 103	933.26	0.73	950.14	16.88
Nœud 104	937.42	0.10	950.13	12.71
Nœud 79	940.09	0.42	940.83	0.74
Nœud 69	937.03	0.24	939.81	2.78
Nœud 80	939.88	0.24	941.55	1.67
Nœud 71	935.67	0.12	939.79	4.12
Nœud 72	938.16	0.23	939.78	1.62
Nœud 74	938.85	0.20	939.77	0.92
Nœud 75	939.39	0.27	939.80	0.41
Nœud 89	940.44	0.16	941.11	0.67
Nœud 90	939.81	0.17	939.65	-0.16
Nœud 87	940.90	0.16	941.31	0.41
Nœud 86	941.20	0.20	941.12	-0.08
Nœud 91	938.05	0.05	939.65	1.60

Tableau IV.9 : Charges et les pressions dans le réseau (Suite du tableau IV.9) :

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud 98	928.79	1.35	941.00	12.21
Nœud 97	939.74	0.22	941.47	1.73
Nœud 96	941.33	0.20	942.02	0.69
Nœud 95	941.01	0.19	948.07	7.06
Nœud 99	940.80	0.21	949.84	9.04
Nœud 102	940.59	0.08	949.84	9.25
Nœud 100	941.24	0.09	949.86	8.62
Nœud 94	940.30	0.11	948.16	7.86
Nœud 85	940.00	0.15	942.17	2.17
Nœud 81	940.23	0.26	940.93	0.70
Nœud 82	939.89	0.26	939.81	-0.08
Nœud 83	940.40	0.25	939.51	-0.89
Nœud 76	939.13	0.20	939.31	0.18
Nœud 77	937.85	0.18	939.23	1.38
Nœud 78	937.02	0.30	939.03	2.01
Nœud 45	935.30	0.22	938.52	3.22
Nœud 46	935.86	0.21	938.53	2.67
Nœud 47	936.17	0.26	938.66	2.49
Nœud 37	933.95	0.23	937.48	3.53
Nœud 38	934.95	0.16	937.62	2.67
Nœud 39	934.00	0.30	933.71	1.71
Nœud 41	933.15	0.11	933.71	0.56
Nœud 42	934.23	0.30	937.42	3.19
Nœud 44	934.22	0.49	938.54	4.32
Nœud 36	932.79	0.21	937.11	4.32
Nœud 43	929.34	0.23	938.42	9.08
Nœud 35	931.92	0.26	936.69	4.77
Nœud 33	930.56	0.15	939.06	5.50
Nœud 34	933.42	0.06	936.06	2.64
Nœud 24	927.97	0.55	933.95	5.98
Nœud 32	930.20	0.27	935.78	5.58
Nœud 25	927.51	0.33	933.84	6.33
Nœud 26	926.56	0.34	933.65	7.09
Nœud 27	925.22	0.26	933.60	8.38
Nœud 66	936.00	0.40	939.60	3.60
Nœud 63	936.27	0.21	939.60	3.33
Nœud 40	930.43	0.05	933.71	3.28
Nœud 55	934.88	0.24	939.24	4.36
Nœud 56	935.08	0.08	939.23	4.15
Nœud 53	934.50	0.27	939.33	4.83
Nœud 58	935.08	0.18	939.11	4.03
Nœud 59	933.19	0.06	939.11	5.92
Nœud 54	933.96	0.15	939.21	5.25
Nœud 57	932.11	0.06	939.21	7.10

Tableau IV.9 : Charges et les pressions dans le réseau (Suite du tableau IV.9) :

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud 62	935.30	0.27	939.08	3.78
Nœud 107	935.84	0.10	939.07	3.23
Nœud 65	934.52	0.05	939.07	4.55
Nœud 51	931.95	0.32	939.24	7.29
Nœud 64	936.18	0.03	939.07	2.89
Nœud 50	929.78	0.05	939.24	9.46
Nœud 106	927.78	0.76	937.78	10.00
Nœud 92	940.51	0.61	944.82	4.31
Nœud 105	939.36	0.44	944.71	5.35
Nœud 93	939.00	0.13	944.75	5.75
Nœud 84	938.42	0.07	939.50	1.08
Nœud 07	930.90	0.05	938.29	7.39
Nœud 09	936.41	0.39	936.75	10.34
Nœud 22	923.80	0.27	934.82	11.02
Nœud 21	926.02	17.36	924.21	-1.81
Nœud 49	929.45	0.18	933.60	4.15
Nœud 73	937.00	0.12	939.77	2.77
Nœud 70	937.52	0.02	939.79	2.27
Nœud 88	940.46	0.04	939.81	-0.65
Nœud 101	941.15	0.05	949.84	8.69
Nœud 31	930.71	0.02	935.78	5.07
Nœud 48	936.03	0.09	938.65	2.62
Nœud 108	938.72	0.24	939.00	0.28

- ✓ Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.10 :

Tableau IV.10 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau existant

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Matériau</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Δh(m/km)</i>
N60-N61	26,28	48.8	PEHD	0.03	0.02	0.03
N29-N28	154,2	90	PVC	0.32	0.05	0.06
N68-N67	48,47	90	PVC	0.05	0.01	0.02
N29-N30	114,5	90	PVC	-0.98	0.15	0.41
N01-N02	94,73	160	PVC	26.03	1.69	20.58
N02-N23	413,3	63	PVC	0.45	0.23	1.79
N03-N04	50,63	160	PVC	24.62	1.22	9.37
N04-N05	49,96	160	PVC	18.57	0.92	5.47
N05-N06	49,19	160	PVC	13.78	0.69	3.11
N06-N10	54,6	110	PVC	5.56	0.87	10.07
N08-N04	119,5	90	PVC	-5.81	0.61	3.99
N11-N12	69,85	63	PVC	0.08	0.03	0.03
N14-N13	106,1	110	PVC	-0.23	0.02	0.02
N17-N14	214,8	110	PVC	-3.93	0.41	1.92
N17-N16	49,83	90	PVC	-1.13	0.18	0.53
N16-N19	298,9	110	PVC	2.09	0.22	0.61
N19-N20	61,91	110	PVC	3.85	0.41	1.86
N18-N15	215,3	160	PVC	-13.01	0.65	2.79
N20-N18	163,9	160	PVC	-14.66	0.47	1.15
N103-N104	92,08	63	PVC	0.10	0.05	0.08
N79-N69	157,8	90	PVC	4.40	0.69	6.48
N79-N80	102,7	90	PVC	-4.57	0.72	6.96
N69-N68	17,31	90	PVC	3.16	0.50	3.49
N71-N69	41,89	90	PVC	-1.00	0.16	0.43
N72-N71	48,56	90	PVC	-0.86	0.14	0.33
N74-N72	56,64	90	PVC	-0.51	0.08	0.13
N75-N74	39,69	90	PVC	1.36	0.21	0.74
N75-N79	83,71	63	PVC	-2.39	0.77	12.35
N89-N90	65,77	63	PVC	3.26	1.05	22.24
N87-N89	38,66	63	PVC	1.49	0.48	5.12
N86-N87	63,99	63	PVC	-1.11	0.36	2.95
N90-N91	45,85	63	PVC	0.05	0.02	0.01
N98-N103	425,3	90	PVC	-1.73	0.88	21.50
N97-N98	119,7	40	PVC	0.38	0.30	3.94
N96-N97	39,79	63	PVC	2.53	0.81	13.71
N95-N96	100,2	63	PVC	5.49	1.76	22.40
N99-N95	40,11	63	PVC	4.67	1.50	14.26
N99-N102	73,38	63	PVC	0.08	0.03	0.02
N80-N85	46,19	90	PVC	-6.46	1.02	13.42
N81-N79	39,43	90	PVC	2.64	0.41	2.49
N82-N75	39,1	90	PVC	0.84	0.13	0.31
N83-N76	38,73	90	PVC	3.85	0.61	5.05
N76-N75	83,74	63	PVC	-1.60	0.51	5.84
N76-N77	39,84	90	PVC	2.27	0.36	1.90
N77-N78	42,42	90	PVC	3.77	0.59	4.83

Tableau IV.10 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau existant (Suite Tableau IV.10)

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Matériau</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>$\Delta h(m/km)$</i>
N45-N46	40,16	90	PVC	-0.50	0.08	0.13
N37-N38	41,29	73.6	PEHD	-1.84	0.43	3.48
N39-N41	101,1	90	PEHD	0.11	0.04	0.03
N42-N44	48,18	48.8	PEHD	-1.69	0.90	23.19
N36-N37	54,52	73.6	PEHD	-2.63	0.62	6.76
N78-N44	143,1	90	PVC	3.14	0.49	3.45
N44-N43	207,6	90	PVC	0.23	0.12	0.54
N46-N47	48,44	90	PVC	-2.71	0.43	2.63
N35-N36	48,22	73.6	PEHD	-3.03	0.71	8.79
N37-N45	116,1	48.8	PEHD	-1.02	0.54	9.00
N33-N34	57,05	48.8	PEHD	0.06	0.03	0.05
N24-N39	127,2	73.6	PEHD	0.46	0.23	1.86
N42-N35	133,1	48.8	PEHD	0.78	0.42	5.50
N36-N42	89,37	48.8	PEHD	-0.61	0.32	3.45
N33-N35	52,73	73.6	PEHD	-3.55	0.83	11.87
N32-N33	26,27	73.6	PEHD	-3.34	0.78	10.58
N25-N26	57,78	90	PVC	0.62	0.31	3.15
N26-N27	58,71	90	PVC	0.31	0.16	0.93
N66-N63	186,5	90	PEHD	0.21	0.03	0.02
N39-N40	45,71	48.8	PEHD	0.05	0.03	0.04
N55-N56	69,04	48.8	PEHD	0.08	0.04	0.06
N58-N59	59,41	48.8	PEHD	0.06	0.03	0.05
N54-N57	58,8	48.8	PEHD	0.06	0.03	0.04
N62-N60	63,12	48.8	PEHD	-0.15	0.08	0.31
N107-N65	44,9	48.8	PEHD	0.05	0.03	0.04
N92-N105	400,3	73.6	PEHD	0.44	0.10	0.26
N86-N81	43,91	90	PVC	3.52	0.55	4.26
N08-N05	79,1	90	PVC	-4.60	0.48	2.58
N09-N08	51,8	90	PVC	-10.14	1.07	11.46
N11-N10	264,1	63	PVC	-0.20	0.06	0.13
N10-N11	53,98	63	PVC	0.25	0.13	0.65
N15-N14	50,23	110	PVC	4.11	0.43	2.09
N18-N17	49,75	90	PVC	-2.11	0.33	1.65
N20-N22	248,1	63	PVC	0.27	0.09	0.24
N20-N21	331,1	50	PEHD	17.36	1.83	32.22
N19-N17	202,1	110	PVC	-2.38	0.25	0.77
N49-N29	169,1	90	PVC	-0.18	0.03	0.01
N44-N45	48,82	90	PVC	0.74	0.12	0.25
N90-N83	43,27	90	PVC	3.04	0.48	3.25
N74-N77	84,86	63	PVC	1.67	0.54	6.30
N72-N73	108	63	PVC	0.12	0.04	0.03
N71-N70	21,27	40	PVC	0.02	0.02	0.03
N96-N87	43,72	63	PVC	2.76	0.89	16.23
N85-N86	72,04	63	PVC	2.61	0.84	14.56
N97-N89	43,96	63	PVC	1.93	0.62	8.24
N94-N95	36,96	63	PVC	1.01	0.32	2.48
N100-N99	38,62	160	PVC	5.01	0.25	0.47
N38-N46	102,7	63	PVC	-2.00	0.64	8.83

Tableau IV.10 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau existant (Suite Tableau IV.10) :

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Matériau</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>$\Delta h(m/km)$</i>
N24-N32	206,1	73.6	PEHD	-3.05	0.72	8.91
N32-N31	16,38	48.8	PEHD	0.02	0.01	0.02
N47-N48	85,62	63	PVC	0.09	0.03	0.03
N85-N92	16,24	90	PVC	-9.23	1.45	16.50
N94-N92	26,06	90	PVC	10.41	1.64	23.42
N01-N24	123,43	160	PVC	0.46	0.94	25.56
N24-N25	49,32	160	PVC	2.50	0.39	2.26
N80-N81	67,2	63	PVC	1.65	0.53	6.17
N81-N82	85,24	63	PVC	2.27	0.73	11.20
N82-N83	82,67	63	PVC	1.13	0.36	3.06
N76-N108	24,87	90	PVC	2.98	0.47	3.13
N78-N108	88,22	63	PVC	0.32	0.10	0.32
N47-N108	103,54	90	PVC	-3.06	0.48	3.29
N27-N28	183,46	90	PVC	0.03	0.02	0.01
N25-N30	191,89	90	PVC	1.55	0.24	0.95
N26-N30	191,89	90	PVC	-0.04	0.01	0.02
N28-N27	183,46	90	PVC	-0.02	0.01	0.02
N02-N03	110,05	160	PVC	24.90	1.24	9.58
N15-N09	218,11	160	PVC	-17.65	0.88	4.96
N09-N06	90,51	110	PVC	-7.90	0.83	7.17
N66-N53	129,35	90	PEHD	2.38	0.37	2.06
N53-N52	91,56	90	PEHD	1.47	0.23	0.85
N51-N50	46,46	90	PEHD	0.05	0.01	0.03
N66-N68	48,18	90	PEHD	-2.99	0.47	3.14
R2-N103	151,93	90	PVC	2.56	0.40	2.36
N16-N13	211,46	110	PVC	-3.83	0.40	1.83
N16-N13	109,99	110	PVC	-4.53	0.48	2.51
N51-N62	166,86	48.8	PEHD	0.30	0.16	0.95
N62-N107	15,55	48.8	PEHD	0.18	0.10	0.40
N107-N64	28,16	48.8	PEHD	0.03	0.02	0.02
R2-N100	21,53	160	PVC	16.63	1.75	29.64
N100-N94	41,81	160	PVC	11.52	1.81	20.71
N99-N101	43,3	63	PVC	0.05	0.02	0.01
N92-N93	116,35	40	PVC	0.13	0.10	0.59
N98-N106	340	63	PVC	0.76	0.39	4.64
N88-N82	35,21	90	PVC	-0.04	0.01	0.03
N83-N84	64,69	63	PVC	0.07	0.02	0.02
N60-N58	48,19	48.8	PEHD	-0.15	0.08	0.29
N58-N54	61,40	48.8	PEHD	0.39	0.21	1.56
N54-N52	13,57	48.8	PEHD	-0.60	0.32	3.39
N52-N51	77,48	90	PEHD	0.67	0.10	0.21
R01-N01	163,62	160	PVC	26.73	2.00	24.58
N03-N07	45,27	90	PVC	0.05	0.01	0.03
N55-N60	124,06	48.8	PEHD	0.32	0.17	1.12
N53-N55	24,56	48.8	PEHD	0.64	0.34	3.86

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants

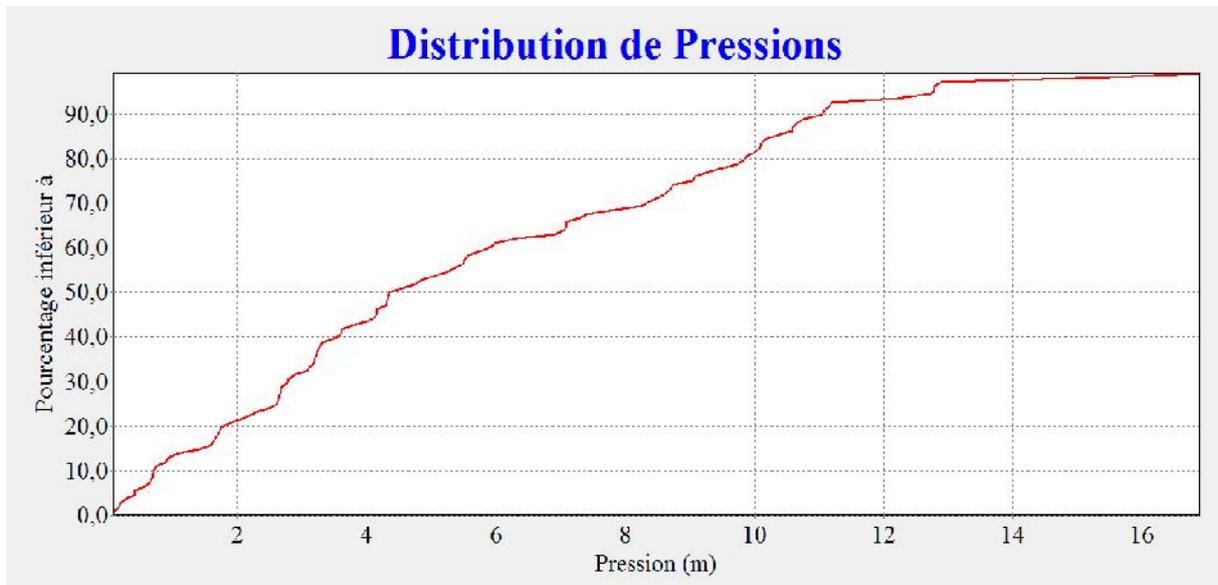


Figure IV.5 : distribution des pressions dans le réseau existant de centre Mezlug

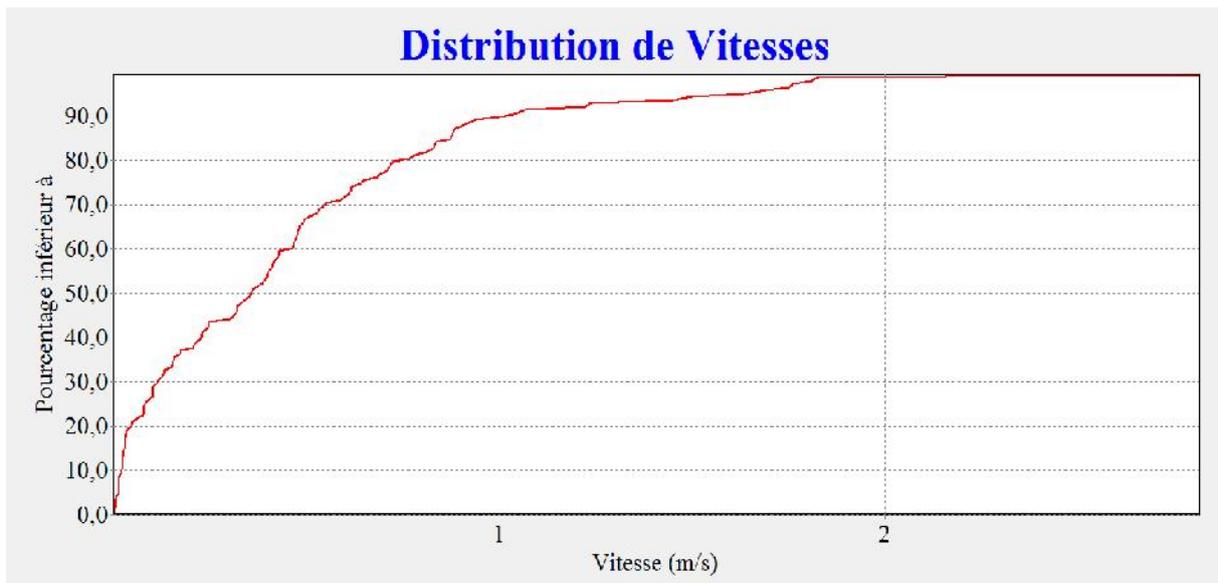


Figure IV.6 : distribution des vitesses dans le réseau existant de centre Mezlug

Remarque : la représentation du réseau sur le logiciel Epanet pour les deux cas étudiés : pointe et pointe + incendie est donnée en annexe 02.

On remarque que :

- 82% des pressions sont inférieures à 10 m.c.e
- Toutes les pressions sont inférieures à 20 m.c.e
- 27% des vitesses sont inférieures à 0.10 m/s
- 47% des vitesses sont inférieures à 0.30m/s
- 68% des vitesses sont inférieures à 0.50m/s

a. Constatations et interprétations des résultats de simulation :

A partir des résultats obtenus on voit bien que notre réseau ne répond pas aux conditions de fonctionnement à cause des vitesses et pressions inacceptables.

On remarque quelques variations dans les conditions hydrauliques par rapport au cas de pointe : baisse de pression et augmentation de la vitesse.

- **La vitesse :** Des vitesses faibles (inférieure à 0,50 m/s) ont été recensées pour la majorité des tronçons, et ceci peut conduire à la formation des dépôts de nature minérale à l'intérieure des conduites.
- **La pression :** On a constaté des pressions relativement faibles surtout à la partie Est et Nord-est de la ville, ces pressions sont insuffisantes pour répondre aux besoins des abonnés.

On enregistre aussi des pressions négatives (**N90, N86, N82, N83, N21, N88**). La présence de dépression favorise l'infiltration (pollution) dans la conduite s'il existe des fuites et des joints mal façonnés, et ces pressions provoqueront un aplatissement des conduites à long terme.

Remarque :

Puisque le réseau ne répond pas à la demande actuelle, ce calcul est suffisant pour dire qu'une correction du réseau est nécessaire.

IV.6. Conclusion :

L'analyse réalisée dans ce chapitre montre que notre réseau ne répond pas parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable, on a remarqué de faibles vitesses et des pressions insuffisantes dans la majeure partie du réseau sans oublier l'ancienneté de la structure dont l'état physique n'est pas satisfaisante.

De ce fait, on doit trouver une solution à notre agglomération : vu les défauts de fonctionnement que l'étude de diagnostic a montré, on propose la projection d'un nouveau réseau qui permettra de satisfaire la population du centre Mezloug.

Chapitre V

Projection d'un nouveau réseau de distribution

V.1. Introduction :

Après avoir présenté les défaillances du réseau de distribution existant de l'agglomération Mezloug, qui faisant obstacle à une alimentation en eau potable convenable de cette ville, il est nécessaire d'améliorer les conditions de distribution et ce, en projetant un nouveau réseau, selon les conclusions de notre étude de diagnostic.

V.2. Choix du type de réseau [1] :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue trois types de réseaux de distribution : les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixtes.

Dans un but technico-économique, pour une bonne exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau mixte contenant des mailles et des de ramifications.

V.3. Conception du réseau de l'agglomération : [1]

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

- ✓ L'emplacement des habitations.
- ✓ L'emplacement des gros consommateurs.
- ✓ Le relief.
- ✓ Le souci d'assurer un service souple et précis.

V.4. Exigences fondamentales du réseau : [3]

- ✓ Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de consommation des agglomérations avec une pression acceptable.
- ✓ Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

V.5. Principe du tracé du réseau: [1]

Le tracé se fait comme suit :

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

V.6. Réhabilitation du réseau de distribution :

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération dans le chapitre II, il nous appartient de faire un choix convenable de réseau. Pour assurer une bonne distribution au consommateur de façon à avoir un débit maximum avec une pression au sol acceptable.

Les modifications apportées consistent à :

- Modifier le schéma du réseau qui alimente la commune et nous projetons un réseau qui couvre les zones d'extension.
- Nous modifions les diamètres pour avoir une bonne répartition des vitesses.
- La réhabilitation implique de rénover les tronçons qui ne s'adaptent pas aux conditions hydrauliques exigées (Pression, vitesse). Pour notre cas on doit renouveler tout le réseau de distribution de la ville de Mezloug

V.7. Choix du matériau des conduites : [3]

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

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD.

Dans ce projet, on utilisera comme matériau le **PEHD** vu les avantages qu'il présente :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

V.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le réseau de distribution projeté pour la commune de Mezloug sera de type mixte et tient compte des extensions prévus dans le plan d'aménagement à long terme (2040).

La desserte du réseau de distribution de la ville de Mezloug sera assurée par trois réservoirs à savoir : le $R_{ext}150\text{ m}^3$ et le $R_{ext}300\text{ m}^3$ et le nouveau réservoir $R350\text{ m}^3$ projeté.

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

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

V.8.1. Cas de pointe :

D'après le chapitre II, la consommation maximale horaire de notre agglomération est entre 12h et 14h :

$$Q_{pte} = 197.90 \text{ m}^3/\text{h} = 54.97 \text{ l/s.}$$

Tableau V.1: Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe

Heures de pointe (12 heures à 14 heures)	Q_{pte} (l/s)	54.97
	Q_{cc} (l/s)	0
	Q_{rte} (l/s)	54.97
	$\sum Li$ (ml)	12383.81
	Q_{sp} (l/s/m)	0.00443886009

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

Avec :

Q_{pte} : Débit de Pointe de consommation (l/s).

Q_{cc} : Débits concentrés au niveau du nœud considéré (l/s).

$\sum Li$: Somme des longueurs des tronçons (ml).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).

Les résultats relatifs aux calculs des débits en route et aux nœuds pour le cas de pointe sont récapitulés dans le tableau IV.2:

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (réseau projeté)

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	Q_r [l/s]	Q_n [l/s]
R1	R1_01	05	0,00	
R2	R2_56'	10,46	0,00	
R3	R3_62'	5	0,00	
1	01-02	167,7	0,74	1,02
	01_19	290,1	1,29	
	R1-01	05	0,00	
2	01-02	167,7	0,74	0,53
	02-03	69,83	0,31	
3	02-03	69,83	0,31	0,21
	03-04	24,9	0,11	
4	03-04	24,9	0,11	0,74
	04-05	259,88	1,15	
	04-17	48,92	0,22	
5	04-05	259,88	1,15	1,31
	05-06	174,64	0,78	
	05-15	154,57	0,69	
6	06_05	174,64	0,78	0,69
	06_07	134	0,59	
7	07_06	134	0,59	1,48
	07_08	376,5	1,67	
	07_14	156,28	0,69	
8	08_07	376,5	1,67	1,62
	08_09	229,5	1,02	
	08_10	122,7	0,54	
9	09_08	229,5	1,02	0,51

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (Suite du tableau V.2) :

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
10	10_08	122,7	0,54	0,37
	10_11	43,66	0,19	
11	11_10	43,66	0,19	0,29
	11_12	88,83	0,39	
12	12_11	88,83	0,39	0,32
	12_13	56,02	0,25	
13	13_12	56,02	0,25	1,13
	13-14	454,4	2,02	
14	14_07	156,28	0,69	1,60
	14_13	454,4	2,02	
	14_15	109,99	0,49	
15	15_14	109,99	0,49	0,86
	15_16	123,83	0,55	
	15_05	154,57	0,69	
16	16_15	123,83	0,55	0,27
17	17_04	48,92	0,22	0,93
	17_18	369	1,64	
18	18_17	369	1,64	0,82
19	19_01	290,1	1,29	0,87
	19_20	44,71	0,20	
	19_23	57,83	0,26	
20	20_19	44,71	0,20	1,39
	20_21	121,1	0,54	
	20_33	458,95	2,04	
21	21_20	121,1	0,54	0,79
	21_22	51,93	0,23	
	21_34	183,4	0,81	
22	22_21	51,93	0,23	0,37
	22_35	115,9	0,51	
23	23_19	57,83	0,26	0,95
	23_24	144,61	0,64	
	23_31	225,43	1,00	
24	24_23	144,61	0,64	1,40
	24_25	255,36	1,13	
	24_29	232,55	1,03	
25	25_24	255,36	1,13	0,77
	25_26	93,18	0,41	
26	26_25	93,18	0,41	0,94
	26_27	90,45	0,40	
	26_45	241,13	1,07	

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux(Suit du tableau V.2) :

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	Q_r [l/s]	Q_n [l/s]
27	27_26	90,45	0,40	0,38
	27_28	81,45	0,36	
28	28_27	81,45	0,36	0,31
	28_29	56,59	0,25	
29	29-28	56,59	0,25	0,77
	29_30	57,83	0,26	
	29_24	232,55	1,03	
30	30_29	57,83	0,26	0,81
	30_31	143,1	0,64	
	30_50	163,99	0,73	
31	31-30	143,1	0,64	1,02
	31-32	88,95	0,39	
	31_23	225,43	1,00	
32	32_31	88,95	0,39	0,63
	32_33	95,22	0,42	
	32_36	97,95	0,43	
33	33_32	95,22	0,42	1,23
	33_20	458,95	2,04	
34	34_37	353,1	1,57	1,43
	34_21	183,4	0,81	
	34_35	109,3	0,49	
35	35_34	109,3	0,49	0,50
	35_22	115,9	0,51	
36	36_32	97,95	0,43	0,43
	36_37	93,71	0,42	
37	37_36	93,71	0,42	3,48
	37_38	517,2	2,30	
	37_34	353,1	1,57	
	37_57	602,1	2,67	
38	38_37	517,2	2,30	1,49
	38_39	105,66	0,47	
	38_40	50,03	0,22	
39	39_38	105,66	0,47	0,23
40	40_38	50,03	0,22	0,39
	40_41	76,03	0,34	
	40_43	48,37	0,21	
41	41_40	76,03	0,34	0,27
	41_42	44,71	0,20	
42	42_41	44,71	0,20	0,10
43	43_40	48,37	0,21	0,66
	43_44	248,88	1,10	
44	44_43	248,88	1,10	0,55

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (Suit du tableau V.2) :

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
45	45_26	241,13	1,07	1,07
	45_46	72,03	0,32	
	45_50	168,71	0,75	
46	46_45	72,03	0,32	0,20
	46_47	17,94	0,08	
47	47_46	17,94	0,08	0,25
	47_48	30,67	0,14	
	47_52	65,96	0,29	
48	48_47	30,67	0,14	0,80
	48_49	85,57	0,38	
	48_60	244,4	1,08	
49	49_48	85,57	0,38	0,19
50	50_30	163,99	0,73	0,84
	50-45	168,71	0,75	
	50_51	45,85	0,20	
51	51_50	45,85	0,20	0,10
52	52_47	65,96	0,29	0,29
	52_53	38,46	0,17	
	52_56'	25,02	0,11	
53	53_52	38,46	0,17	0,34
	53_54	73,49	0,33	
	53_55	43,3	0,19	
54	54_53	73,49	0,33	0,16
55	55_53	43,3	0,19	0,10
56'	56'_56	71,44	0,32	0,21
	56'_R2	10,46	0,00	
	56'_52	25,02	0,11	
56	56_56'	71,44	0,32	0,35
	56_57	84,01	0,37	
57	57_56	84,01	0,37	1,90
	57_37	602,1	2,67	
	57_58	171,6	0,76	
58	58_57	171,6	0,76	0,49
	58_59	50,72	0,23	
59	59_60	76,12	0,34	1,77
	59_58	50,72	0,23	
	59_76	234,4	1,04	
	59_62	435,1	1,93	
60	60_48	244,4	1,08	0,88
	60_59	76,12	0,34	
	60_61	74,15	0,33	

Tableau V.2 : Calculs des débits routes et nodaux (Suit du tableau V.2) :

<i>Nœud</i>	<i>Tronçons</i>	<i>Longueur [ml]</i>	<i>Q_r [l/s]</i>	<i>Q_n [l/s]</i>
61	61_60	74,15	0,33	0,16
62	62_59	435,1	1,93	0,97
	62_62'	1036,21	0,00	
62'	62'_62	1036,21	0,00	0,00
	62'_R3	5	0,00	
	62'_63	1294	0,00	
63	63-62'	1294	0,00	0,36
	63_64	78,58	0,35	
	63_65	82,91	0,37	
64	64_63	78,58	0,35	0,17
65	65_63	82,91	0,37	1,00
	65_66	78,58	0,35	
	65_67	290,1	1,29	
66	66_65	78,58	0,35	0,17
67	67_65	290,1	1,29	1,37
	67_68	161,6	0,72	
	67_69	164,4	0,73	
68	68_67	161,6	0,72	0,36
69	69_67	164,4	0,73	1,50
	69_70	120,9	0,54	
	69_73	392,3	1,74	
70	70_69	120,9	0,54	0,75
	70_71	50,05	0,22	
	70-72	166,7	0,74	
71	71_70	50,05	0,22	0,11
72	72_70	166,7	0,74	0,37
73	73_69	392,3	1,74	0,87

e. Simulation hydraulique du réseau projeté:

- ✓ Les cotes piézométriques et les pressions aux nœuds sont données par le tableau V.3 :

Tableau V.3 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud01	932.84	1.02	948.48	15.64
Nœud02	931.42	0.53	948.47	17.05
Nœud03	931.18	0.21	948.28	17.10
Nœud04	930.98	0.74	948.21	17.22
Nœud17	931.09	0.93	948.21	17.11
Nœud 18	923.09	0.82	948.20	25.11
Nœud 05	924.60	1.31	947.95	23.35
Nœud 06	926.91	0.69	947.63	20.71
Nœud07	925.56	1.48	947.42	21.86
Nœud14	922.82	1.60	947.40	24.57
Nœud15	923.00	0.86	947.42	24.41
Nœud 13	922.24	1.13	947.29	25.04
Nœud12	923.80	0.32	947.29	23.48
Nœud11	922.79	0.29	947.29	24.31
Nœud10	923.34	0.37	947.29	23.94
Nœud 08	924.12	1.63	949.29	23.16
Nœud09	926.09	0.51	947.28	21.19
Nœud 16	925.74	0.27	947.42	21.68
Nœud 19	928.11	0.87	949.07	20.95
Nœud 20	927.56	1.39	949.58	22.02
Nœud 21	925.22	0.79	949.90	24.67
Nœud 22	923.85	0.37	949.92	26.06
Nœud35	925.05	0.50	950.02	24.96
Nœud 34	924.95	1.43	950.13	25.18
Nœud 37	930.30	3.48	951.34	21.03
Nœud 36	936.83	0.43	951.18	14.34
Nœud 32	935.78	0.63	951.02	15.24
Nœud 33	935.08	1.23	950.13	15.05
Nœud 23	929.24	0.95	950.32	21.07
Nœud 31	934.36	1.02	951.41	17.04
Nœud 30	937.04	0.81	951.96	14.92
Nœud 50	939.81	0.84	952.58	12.76
Nœud 24	933.80	1.40	951.46	17.65
Nœud 29	937.01	0.77	952.05	15.04
Nœud 28	937.21	0.31	952.08	14.86
Nœud 27	937.04	0.38	952.13	14.08
Nœud 25	936.22	0.77	952.05	15.83
Nœud 26	937.07	0.94	952.22	15.14
Nœud 45	941.33	1.07	954.77	13.44
Nœud 51	937.97	0.10	952.58	14.61
Nœud 38	929.75	1.49	951.31	21.56

Tableau V.3 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau (Suite du tableau V.3) :

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud 39	929.79	0.23	951.31	21.52
Nœud 40	930.72	0.39	951.30	20.59
Nœud 42	932.26	0.10	951.31	19.04
Nœud 43	930.94	0.66	951.28	20.34
Nœud44	932.66	0.55	946.47	13.81
Nœud 57	933.21	1.90	955.42	22.21
Nœud 56'	941.95	0.21	956.49	14.54
Nœud 52	941.18	0.29	956.49	15.31
Nœud 53	940.87	0.34	956.49	15.62
Nœud 55	941.00	0.10	956.49	15.49
Nœud 54	940.58	0.16	956.49	15.91
Nœud 47	940.37	0.25	956.48	16.11
Nœud 46	940.00	0.20	955.70	15.69
Nœud 48	939.81	0.80	957.56	17.74
Nœud 49	938.87	0.19	957.56	18.68
Nœud 60	94260	0.88	960.20	17.60
Nœud 61	940.08	0.16	960.20	20.12
Nœud 62'	965.48	0.00	984.55	19.07
Nœud 63	950.00	0.36	984.36	34.36
Nœud 64	948.42	0.17	984.36	35.94
Nœud 65	949.22	1.00	984.35	35.13
Nœud 66	945.05	0.17	984.34	39.29
Nœud 68	944.89	0.36	984.32	39.43
Nœud 67	945.63	1.37	984.32	38.69
Nœud 69	944.89	1.50	984.31	39.42
Nœud 70	947.98	0.75	984.30	36.32
Nœud 71	947.02	0.11	984.30	37.28
Nœud 72	944.51	0.37	984.30	39.79
Nœud 73	939.15	0.87	984.30	45.15
Nœud 62	941.34	0.00	968.29	26.95
Nœud 59	943.39	1.77	961.05	17.65
Nœud 76	933.80	0.15	961.05	27.24
Nœud 58	938.13	0.49	960.21	22.08
Nœud 41	931.81	0.27	951.31	19.50
Nœud 56	940.72	0.35	955.92	15.20

- ✓ Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau V.4 :

Tableau V.4 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté :

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Δh(m/km)</i>
N01-N02	161.3	220.4	13.51	0.51	2.92
N02-N03	69.83	220.4	13.16	0.74	7.32
N03-N04	24.90	220.4	12.95	0.73	7.11
N04-N17	48.92	96.8	1.75	0.54	11.71
N17-N18	364.4	96.8	0.82	0.73	19.12
N04-N05	259.8	141	10.46	0.59	4.85
N05-N06	174.6	96.8	4.59	0.57	7.30
N06-N07	134.00	96.8	3.90	1.53	19.82
N07-N14	156.3	96.8	-0.17	0.60	18.89
N05-N15	154.6	110.2	4.55	0.56	7.18
N15-N14	110	96.8	3.42	0.67	13.03
N14-N13	444.8	96.8	1.65	1.46	16.29
N13-N12	65.55	96.8	0.52	1.85	23.55
N12-N11	88.83	79.2	0.20	0.72	13.04
N11-N10	43.66	79.2	-0.09	1.24	16.64
N10-N08	122.7	79.2	-0.46	1.62	15.59
N08-N09	329.5	79.2	0.51	1.80	19.77
N07-N08	376.5	96.8	2.59	1.02	13.02
N15-N16	123.8	79.2	0.27	0.95	18.24
N19-N20	44.71	110.2	-0.20	0.76	5.96
N20-N21	121.1	110.2	-17.69	1.00	12.48
N21-N22	51.93	110.2	-8.74	0.76	9.96
N22-N35	115.9	79.2	-9.11	0.79	10.73
N35-N34	109.3	79.2	-9.61	0.54	4.17
N21-N34	183.4	96.8	-9.74	0.85	12.09
N34-N37	353.1	110.2	-20.78	0.78	6.33
N37-N36	93.47	110.2	0.25	0.87	20.46
N36-N32	97.94	110.2	-0.18	0.65	14.39
N32-N33	95.22	96.8	5.03	0.44	3.72
N33-N20	391.2	96.8	3.80	0.37	3.04
N19-N23	57.83	110.2	-68.01	1.21	8.81
N23-N31	225.4	96.8	-32.71	0.95	7.68
N31-N32	88.94	96.8	5.85	0.51	4.85
N31-N30	143.1	79.2	-39.58	0.70	3.29
N30-N50	164	96.8	-38.27	0.68	3.10
N23-N24	144.6	110.2	-36.25	1.06	9.26
N24-N29	232.6	96.8	-17.78	0.67	4.78
N29-N30	57.83	79.2	2.12	0.37	4.28
N29-N28	26.61	79.2	-20.67	0.60	3.35
N28-N27	54.83	79.2	-20.98	0.61	3.44
N24-N25	255.4	110.2	-19.87	0.75	5.84
N25-N26	65.78	110.2	-20.64	0.60	3.35
N26-N27	90.45	79.2	21.36	0.62	3.56
N26-N45	141.1	96.8	-42.94	1.25	12.60
N45-N50	168.4	96.8	39.21	1.48	20.05
N50-N51	48.17	79.2	0.10	1.41	22.80
N37-N38	516.7	141	3.69	0.72	14.90

Tableau V.4 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté (Suite du tableau V.4) :

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Δh(m/km)</i>
N38-N39	105.6	79.2	0.23	0.81	22.45
N38-N40	50.03	110.2	1.97	0.94	22.21
N40-N43	48.38	110.2	1.21	0.58	17.79
N43-N44	248.9	79.2	0.55	0.86	19.96
N37-N57	602.1	96.8	-28.19	0.82	5.87
N56'-N52	25.02	176.2	0.14	0.48	26.99
N52-N53	38.46	96.8	0.60	0.53	22.61
N53-N55	43.31	63.8	0.10	0.55	21.81
N53-N54	73.49	63.8	0.16	0.57	23.00
R02-N56'	10.46	277.6	-50.03	0.89	5.04
N52-N47	65.96	110.2	-0.75	0.67	13.73
N47-N46	17.94	96.8	83.42	1.48	12.80
N47-N48	30.67	110.2	-84.42	1.50	13.09
N48-N49	85.57	63.8	0.19	0.67	23.48
N48-N60	244.4	110.2	-85.41	1.52	13.37
N60-N61	74.15	63.8	0.16	0.57	62.01
R03-N62'	72.16	220.4	176.71	0.50	0.59
N62'-N63	1294	96.8	7.03	0.61	6.74
N63-N64	78.54	63.8	0.17	0.60	68.85
N63-N65	82.91	96.8	6.50	0.56	5.86
N65-N66	11.6	63.8	0.17	0.60	22.85
N67-N69	164.4	96.8	3.60	0.70	14.26
N67-N70	120.9	96.8	1.23	0.70	17.43
N70-N71	50.05	63.8	0.11	0.61	24.01
N70-N72	166.6	63.8	0.37	0.58	18.41
N69-N73	392.3	96.8	0.87	0.70	21.36
N62'-N62	1036.21	176.2	169.68	1.93	15.95
N62-N59	431.6	176.2	169.68	1.93	15.95
N59-N76	234.3	63.8	0.15	0.53	23.48
N59-N60	76.31	110.2	86.45	1.54	13.67
N59-N58	51	110.2	81.31	1.45	12.21
N58-N57	171.6	110.2	80.82	1.44	12.08
R01-N19	290	176.2	-87.24	0.99	4.70
N40-N41	80.29	79.2	0.37	0.58	21.41
N41-N42	40.45	79.2	0.10	0.55	19.81
N57-N56	84.01	176.2	50.72	1.91	17.16
N56-N56'	71.46	176.2	50.37	0.90	5.10
N45-N46	72.03	96.8	-83.22	1.48	12.75
R01-N01	05	277.6	14.53	0.55	3.33
N65-N67	290.1	96.8	5.33	0.66	9.51
N67-N68	161.6	63.8	0.36	0.57	18.62

NB : Les diamètres donnés dans le tableau ci-dessus sont des diamètres intérieurs fournis par le groupe Chiali. (voir annexe 04)

Les résultats obtenus pour les pressions et les vitesses sont représentés dans les figures qui suivent :

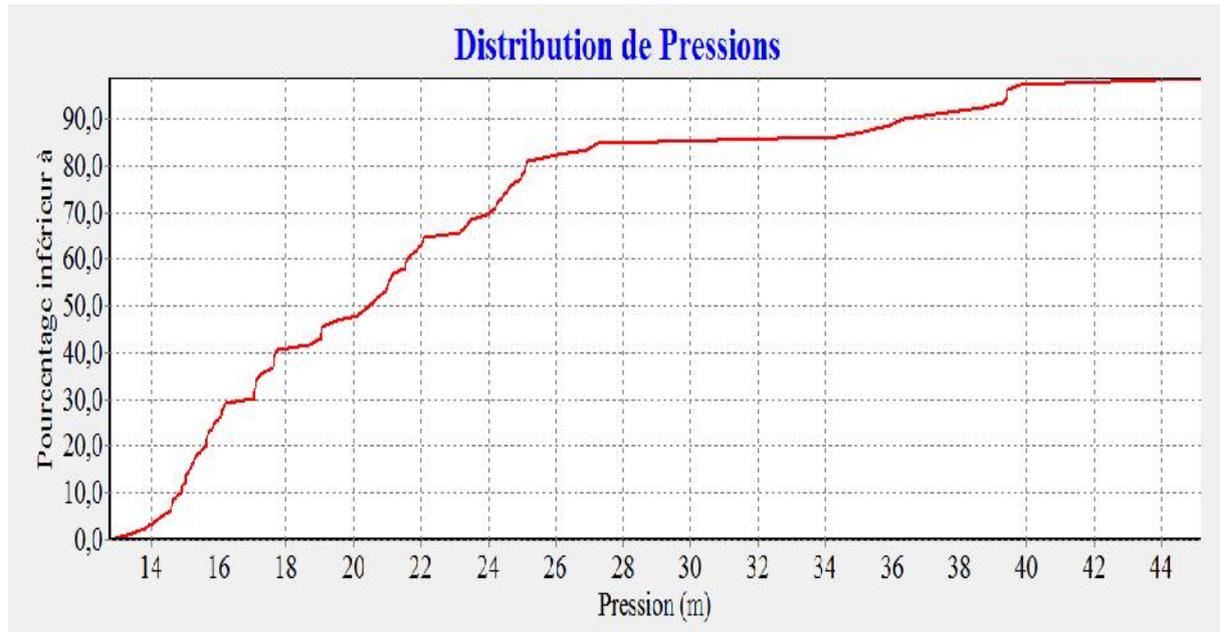


Figure V.1 : Distribution des pressions dans le réseau projeté du centre Mezloug

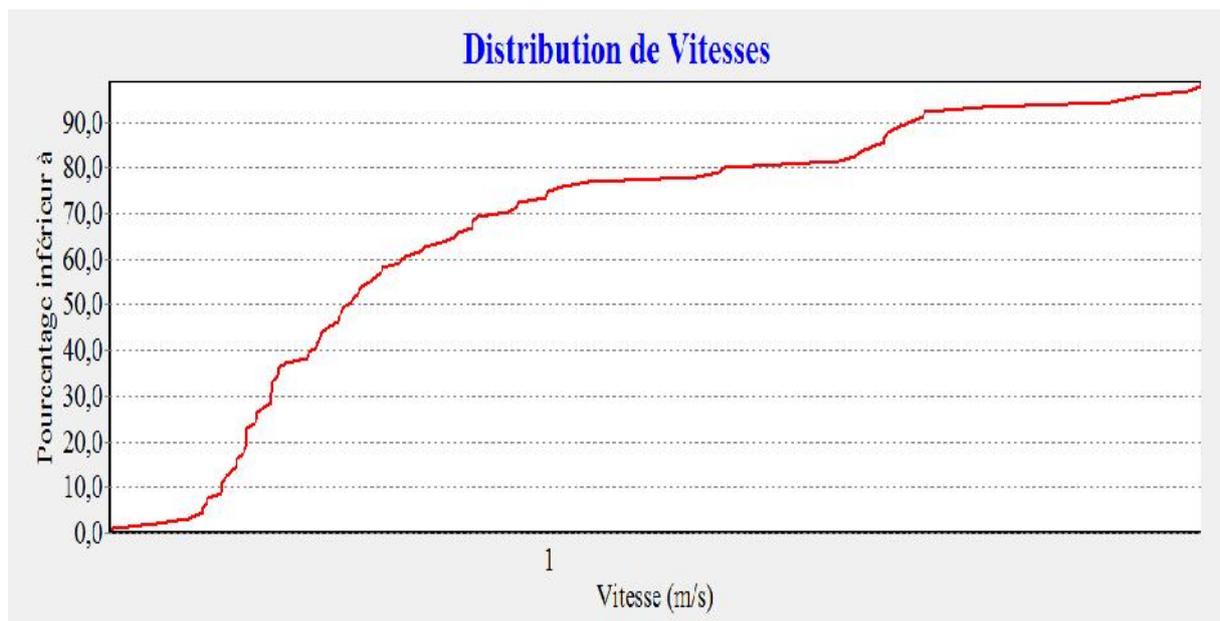


Figure V.2: Distribution des vitesses dans le réseau projetée du centre Mezloug

D'après nos calculs, on remarque que :

- 97% des pressions sont supérieures à 10 m c e
- 46% des pressions entre 10 m c e et 20 m c e
- 50% des pressions sont supérieures à 20 m c e
- 96% des vitesses sont supérieure à 0.5m/s
- 85% des vitesses entre 0.5 m/s et 1.5 m/s
- 11% des vitesses sont à supérieure 1.50 m/s mais ne dépassent pas 2m/s.

f. Constatation et interprétation des résultats de simulation :

Le fonctionnement du réseau est meilleur après cette rénovation, les nouveaux diamètres permettront d'augmenter les vitesses les plus faibles pour les canalisations principales et les conduites se terminant en antennes.

Les résultats du tableau montrent que les pressions sont bien réparties dans le réseau, et sont généralement comprises entre 1 et 6 bars dans tous les nœuds.

On enregistre des vitesses acceptables dans la majorité des tronçons c'est-à-dire entre 0.5 m/s et 1.5 m/s, chose qui permet le bon fonctionnement du réseau. Ces vitesses sont cause de la redistribution des débits qui sont adoptés aux diamètres choisis.

V.8.2. Cas de pointe+incendie :

C'est le même cas que l'heure de pointe sauf qu'on injecte le débit d'incendie qui est égal à 17 l/s dans le réseau au nœud le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N° 44.

✓ Les charges et les pressions aux nœuds sont données par le tableau suivant :

Tableau V.5 : Charges et pression dans le réseau

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud01	932.84	1.02	948.48	15.64
Nœud02	931.42	0.53	948.47	17.05
Nœud03	931.18	0.21	948.28	17.10
Nœud04	930.98	0.74	948.21	17.22
Nœud17	931.09	0.93	948.21	17.11
Nœud 18	923.09	0.82	948.20	25.11
Nœud 05	924.60	1.31	947.96	23.35
Nœud 06	926.91	0.69	947.63	20.71
Nœud07	925.56	1.48	947.42	21.86
Nœud14	922.82	1.60	947.40	24.57
Nœud15	923.00	0.86	947.42	24.41
Nœud 13	922.24	1.13	947.29	25.05
Nœud12	923.80	0.32	947.29	23.48
Nœud11	922.79	0.29	947.29	24.31
Nœud10	923.34	0.37	947.29	23.94
Nœud 08	924.12	1.63	947.29	23.16
Nœud09	926.09	0.51	947.28	21.19
Nœud 16	925.74	0.27	947.42	21.68
Nœud 19	928.11	0.87	948.95	20.84
Nœud 20	927.56	1.39	949.29	21.73
Nœud 21	925.22	0.79	949.47	24.24
Nœud 22	923.85	0.37	949.48	25.62
Nœud35	925.05	0.50	949.54	24.48
Nœud 34	924.95	1.43	949.61	24.66
Nœud 37	930.30	3.48	950.36	20.06
Nœud 36	936.83	0.43	950.36	13.52
Nœud 32	935.78	0.63	950.36	14.57

Tableau V.5 : Charges et pression dans le réseau (Suite du tableau V.5) :

<i>ID nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande (l/s)</i>	<i>Cote piézométrique (m)</i>	<i>Pression (m.c.e)</i>
Nœud 33	935.08	1.23	949.69	14.61
Nœud 23	929.24	0.95	950.10	20.86
Nœud 31	934.36	1.02	950.99	16.63
Nœud 30	937.04	0.81	951.61	14.57
Nœud 50	939.81	0.84	952.28	12.47
Nœud 24	933.80	1.40	951.24	17.43
Nœud 29	937.01	0.77	951.83	17.82
Nœud 28	937.21	0.31	951.86	14.64
Nœud 27	937.04	0.38	951.91	13.86
Nœud 25	936.22	0.77	951.84	15.62
Nœud 26	937.07	0.94	952.01	14.93
Nœud 45	941.33	1.07	954.65	13.32
Nœud 51	937.97	0.10	952.28	14.31
Nœud 38	929.75	1.49	949.83	20.08
Nœud 39	929.79	0.23	949.83	20.04
Nœud 40	930.72	0.39	949.79	19.06
Nœud 42	932.26	0.10	949.78	17.52
Nœud 43	930.94	0.66	949.65	18.70
Nœud44	932.66	17.55	943.33	10.67
Nœud 57	933.21	1.90	955.34	22.13
Nœud 56'	941.95	0.21	956.49	14.54
Nœud 52	941.18	0.29	956.49	15.31
Nœud 53	940.87	0.34	956.49	15.61
Nœud 55	941.00	0.10	956.49	15.48
Nœud 54	940.58	0.16	956.49	15.90
Nœud 47	940.37	0.25	956.46	16.09
Nœud 46	940.00	0.20	955.64	15.63
Nœud 48	939.81	0.80	957.54	17.72
Nœud 49	938.87	0.19	957.53	18.66
Nœud 60	94260	0.88	960.16	17.56
Nœud 61	940.08	0.16	960.16	20.08
Nœud 62'	965.48	0.00	984.55	19.07
Nœud 63	950.00	0.36	984.36	34.36
Nœud 64	948.42	0.17	984.36	35.94
Nœud 65	949.22	1.00	984.35	35.13
Nœud 66	945.05	0.17	984.34	39.29
Nœud 68	944.89	0.36	984.32	39.43
Nœud 67	945.63	1.37	984.32	38.69
Nœud 69	944.89	1.50	984.31	39.42
Nœud 70	947.98	0.75	984.30	36.32
Nœud 71	947.02	0.11	984.30	37.28
Nœud 72	944.51	0.37	984.30	39.79
Nœud 73	939.15	0.87	984.30	45.15
Nœud 62	941.34	0.00	968.26	26.91
Nœud 59	943.39	1.77	961.00	17.61
Nœud 76	933.80	0.15	961.00	27.20
Nœud 58	938.13	0.49	960.16	22.03
Nœud 41	931.81	0.27	949.78	17.97
Nœud 56	940.72	0.35	955.88	15.16

- ✓ Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau V.6 :

Tableau V.6: Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Δh(m/km)</i>
N01-N02	161.3	220.4	13.51	0.51	2.92
N02-N03	69.83	96.8	13.16	0.74	7.32
N03-N04	24.90	96.8	12.95	0.73	7.11
N04-N17	48.92	96.8	1.75	0.54	11.71
N17-N18	364.4	96.8	0.82	0.73	19.12
N04-N05	259.8	110.2	10.46	0.59	4.85
N05-N06	174.6	79.2	4.59	0.57	7.30
N06-N07	134.00	79.2	3.90	1.53	19.82
N07-N14	156.3	79.2	-0.17	0.60	18.89
N05-N15	154.6	79.2	4.55	0.56	7.18
N15-N14	110	79.2	3.42	0.67	13.03
N14-N13	444.8	79.2	1.65	1.46	19.29
N13-N12	65.55	79.2	0.52	1.85	19.55
N12-N11	88.83	79.2	0.20	0.72	13.04
N11-N10	43.66	79.2	-0.09	1.24	12.64
N10-N08	122.7	79.2	-0.46	1.62	15,59
N08-N09	329.5	79.2	0.51	1.80	19,77
N07-N08	376.5	79.2	2.59	1.02	9.02
N15-N16	123.8	79.2	0.27	0.95	14.24
N19-N20	44.71	110.2	-13.63	0.51	2.97
N20-N21	121.1	110.2	-11.15	0.63	5.44
N21-N22	51.93	110.2	-5.58	0.48	4.47
N22-N35	115.9	96.8	-5.95	0.52	5.01
N35-N34	109.3	96.8	-6.45	0.36	2.05
N21-N34	183.4	110.2	-6.37	0.55	5.65
N34-N37	353.1	110.2	-14.24	0.54	3.21
N37-N36	93.47	96.8	0.23	0.80	12.59
N36-N32	97.94	96.8	-0.20	0.72	14.79
N32-N33	95.22	96.8	5.10	0.44	3.81
N33-N20	391.2	141	3.87	0.38	3.13
N19-N23	57.83	110.2	-66.78	1.19	8.52
N23-N31	225.4	110.2	-32.08	0.93	7.42
N31-N32	88.94	96.8	5.93	0.52	4.98
N31-N30	143.1	141	-39.03	0.69	3.21
N30-N50	164	141	-37.74	0.67	3.02
N23-N24	144.6	110.2	-35.65	1.04	8.98
N24-N29	232.6	110.2	-17.49	0.66	4.64
N29-N30	57.83	96.8	2.11	0.37	4.25
N29-N28	26.61	141	-20.36	0.59	3.26
N28-N27	54.83	141	-20.67	0.60	3.35
N24-N25	255.4	110.2	-19.56	0.74	5.67
N28-N27	54.83	141	-20.67	0.60	3.35
N24-N25	255.4	110.2	-19.56	0.74	5.67
N25-N26	65.78	110.2	-20.33	0.59	3.25
N26-N27	90.45	141	21.05	0.61	3.47
N26-N45	141.1	110.2	-42.32	1.23	10.27
N45-N50	168.4	110.2	38.68	1.46	12.56

Tableau V.6: Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté (Suite du tableau V.6):

<i>tronçons</i>	<i>Longueur(m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>$\Delta h(m/km)$</i>
N50-N51	48.17	79.2	0.10	1.41	11.80
N37-N38	516.7	141	20.69	0.78	6.28
N38-N39	105.6	79.2	0.23	0.81	12.45
N38-N40	50.03	141	18.97	0.72	5.37
N40-N43	48.38	141	18.21	0.69	4.99
N43-N44	248.9	79.2	17.55	0.51	2.50
N37-N57	602.1	110.2	-38.64	1.13	10.40
N56'-N52	25.02	141	0.16	0.55	18.32
N52-N53	38.46	110.2	0.60	0.53	19.61
N53-N55	43.31	79.2	0.10	0.55	15.81
N53-N54	73.49	110.2	0.16	0.57	9.00
R02-N56'	10.46	277.6	-42.95	0.76	3.81
N52-N47	65.96	141	-0.73	0.65	8.19
N47-N46	17.94	110.2	82.27	1.46	12.48
N47-N48	30.67	110.2	-83.25	1.48	12.76
N48-N49	85.57	79.2	0.19	0.67	7.48
N48-N60	244.4	141	-84.24	1.50	13.04
N60-N61	74.15	79.2	0.16	0.57	6.01
R03-N62'	72.16	277.6	178.92	0.51	0.61
N62'-N63	1294	141	7.03	0.61	6.74
N63-N64	78.54	79.2	0.17	0.60	8.85
N63-N65	82.91	141	6.50	0.56	5.86
N65-N66	11.6	79.2	0.17	0.60	6.85
N67-N69	164.4	141	3.60	0.70	10.26
N67-N70	120.9	96.8	1.23	0.70	10.43
N70-N71	50.05	79.2	0.11	0.61	11.01
N70-N72	166.6	79.2	0.37	0.58	08.41
N69-N73	392.3	96.8	0.87	0.70	04.36
N62'-N62	1036.21	176.2	171.89	1.96	16.34
N62-N59	431.6	176.2	171.89	1.96	16.34
N59-N76	234.3	79.2	0.15	0.53	15.48
N59-N60	76.31	141	85.28	1.52	13.33
N59-N58	51	141	84.69	1.51	13.16
N58-N57	171.6	141	84.20	1.50	13.02
R01-N19	290	220.4	-79.54	0.91	3.98
N40-N41	80.29	79.2	0.37	0.58	18.41
N41-N42	40.45	79.2	0.10	0.55	9.81
N57-N56	84.01	141	43.66	1.65	14.41
N56-N56'	71.46	141	43.31	0.77	3.88
N45-N46	72.03	141	-82.07	1.46	12.43
R01-N01	05	96.8	14.53	0.55	3.32
N65-N67	290.1	141	5.33	0.66	9.51
N67-N68	161.6	79.2	0.36	0.57	10.62

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

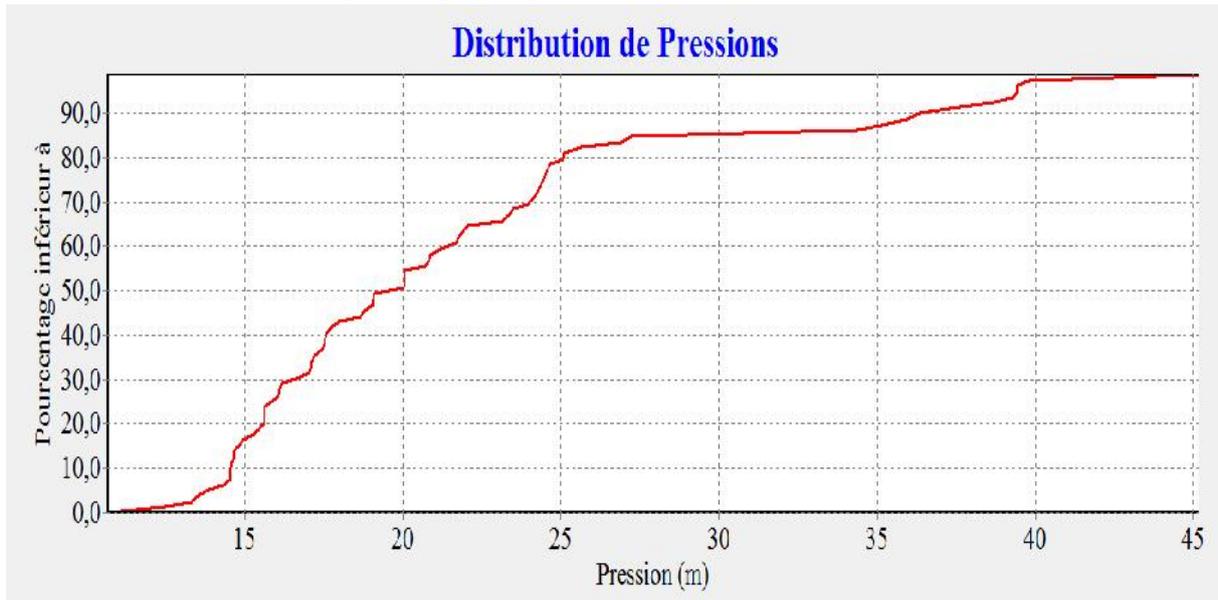


Figure V.3 : Distribution des pressions dans le réseau projeté du centre Mezloug

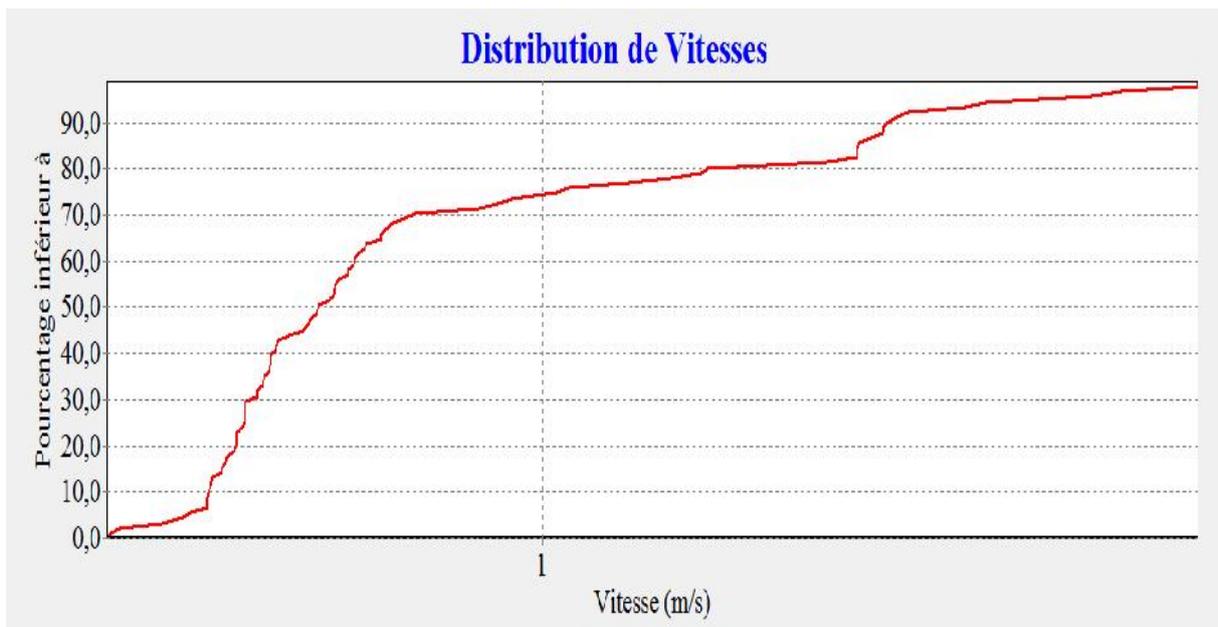


Figure V.4: Distribution des vitesses dans le réseau projeté de centre Mezloug

Remarque : la représentation du réseau sur Epanet pour les cas étudiés (cas de pointe et de pointe +incendie) est donnée en annexe 02.

On remarque que :

- Toutes les pressions sont supérieures à 10 m c e
- 49% des pressions entre 10 m c e et 20 m c e
- 48% des pressions sont supérieures à 20 m c e
- 94% des vitesses sont supérieure à 0.5m/s
- 84% des vitesses entre 0.5 m/s et 1.5 m/s
- 10% des vitesses sont à supérieure 1.50 m/s mais ne dépassent pas 2m/s.

a. Constatation et interprétation des résultats de simulation :

A partir des résultats obtenus on voit bien que notre réseau répond aux conditions de fonctionnement puisque les vitesses et les pressions sont acceptables.

Nous avons des pressions entre 1 et 6bars dans tous les nœuds du réseau, donc la répartition des pressions est bonne.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que la majorité des vitesses sont entre 0.5m/s et 1.5 m/s, chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et évite leur entartrage. Des vitesses faibles ont été constatées (inférieures à 0,5 m/s) mais ça s'influe pas sur notre réseau de distribution, la vitesse maximale dans notre réseau est de 1,96 m/s.

V.9. Linéaire des conduites du réseau d'AEP de la ville de Mezloug :

Le tableau suivant donne pour chaque diamètre, la longueur de tronçons de conduite correspondante :

Tableau V.7: La quantité en mètre linéaire de matériau PEHD pour différents diamètres

Diamètre (mm)	Mètre linéaire (m)
75	979,21
90	1829,92
110	6640,47
125	2200,85
160	842,46
200	1860,59
250	328,19
315	15,46

V.10. Conclusion :

Après les simulations, nous avons obtenu des pressions adéquates et des vitesses dans les normes. Ces pressions vont permettre de remédier aux problèmes actuels que rencontre le réseau de distribution de Mezloug, car beaucoup d'abonnés se plaignent d'un manque d'eau fréquent dans leurs robinets.

Le réseau projeté fournit le débit d'incendie tout en assurant un bon fonctionnement.

Chapitre VI

Accessoires du réseau de distribution

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter les accessoires que doit contenir notre réseau de distribution afin de compléter sa conception. Les accessoires aident à assurer un fonctionnement avec un bon rendement et sont utiles pour la gestion d'un système d'alimentation en eau potable en général.

VI.2. Rôle des accessoires:

Les organes et les accessoires dans un réseau de distribution sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changement le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

VI.3. Equipement du réseau de distribution:

VI.3. 1. Type de canalisation : [14]

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

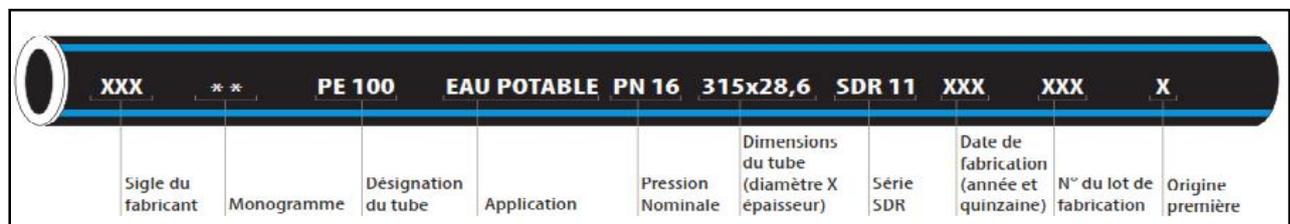


Figure VI.1 : Marquage du tube en PEHD

VI.3. 2. Organes accessoires utilisés dans le réseau :

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

a. Robinets vannes : [5]

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- électriquement pour des robinets de grande dimension,
- commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

✓ **Vanne à coin (à opercule) : [5]**

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm.



Figure VI.2 : Robinets vanne à opercule (source <http://www.stema-international.com>)

Dans notre réseau : ces robinets sont placés au niveau de chaque nœud, en respectant la règle (n-1) où n est le nombre de conduites aboutissant au nœud.

✓ **Vannes papillon: [5]**

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite. Les diamètres sont plus importants, ils varient de 100 à 2500 mm parfois plus, cette vanne occasionne une faible perte de charge.



Figure VI.3: Robinets vanne papillon (source <http://www.stema-international.com>).

Pour notre réseau : on place ce type de robinet à la sortie du réservoir.

✓ **Robinet à flotteur : [5]**

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique. Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.



Figure VI.4: Robinet à flotteur (*d'après document Bayard*)

✓ **Clapets anti retour: [13]**

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. On trouve des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère.....etc.



Figure VI.5 : Clapets de retenue (*source <http://www.stema-international.com>*)

Dans notre cas : on prévoit l'installation d'un clapet anti retour là où sont installés les compteurs à un seul sens obligeant ainsi l'écoulement dans le sens indiqué par le compteur.

✓ **Vannes de décharge : [5]**

Ce sont des appareils qu'on place au niveau des points bas de la conduite en vue de la vider pour chasser le dépôt qui s'est formé ou pour faire des réparations. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit en fossé ou en plein air (cas d'une conduite en campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

NB : Dans notre cas on prévoit ces vannes aux points bas des conduites formant les mailles et au niveau des nœuds 09, 16, 18, 49, 51, 54, 64, 66, 68,71, 72etc, qui représentent les extrémités aval des ramifications. Pour vidanger, nettoyer et réparer ces dernières.

✓ **Robinets de branchement : [5]**

On distingue :

- les robinets d'arrêt qui sont placés à l'aval des points de raccordement des branchements. Leur rôle est d'isoler le particulier du réseau
- Les robinets de prise pour soutirer les débits, ils joueront également le rôle de dégazage.

b. Ventouses : [5]

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.



a-ventouse à trois fonctions
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)



b- ventouse à fonction unique
(Évacuation des poches)

Figure VI.6 : Ventouses (source <http://www.stema-international.com>)

NB : Pour le cas d'un réseau de distribution, les ventouses sont remplacées par des robinets de prise. Elles ne sont donc pas nécessaires au niveau du réseau de distribution.

c. By-pass : [1]

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

NB : Dans notre cas, les by pass peuvent être placés à l'intérieur de la chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

d. Poteaux d'incendie : [1]

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 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 diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.

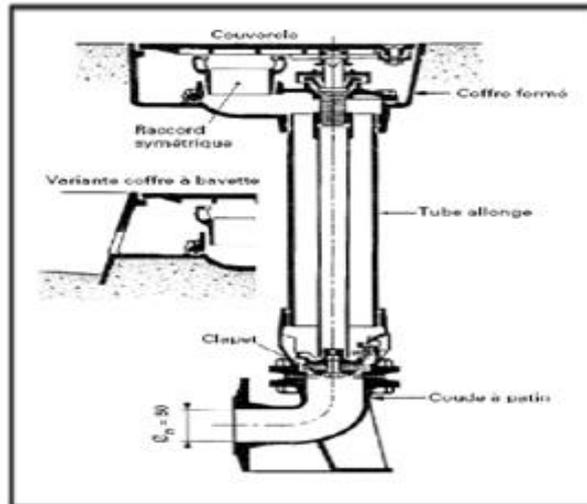


Figure VI.7: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).

Dans notre cas : on prévoit l'installation de poteaux d'incendie tous les 200m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit de 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar. On veille à choisir le côté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchement à la conduite de distribution.

e. Crépines : [6]

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les entrées d'air (une marge suffisante doit être prévu pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

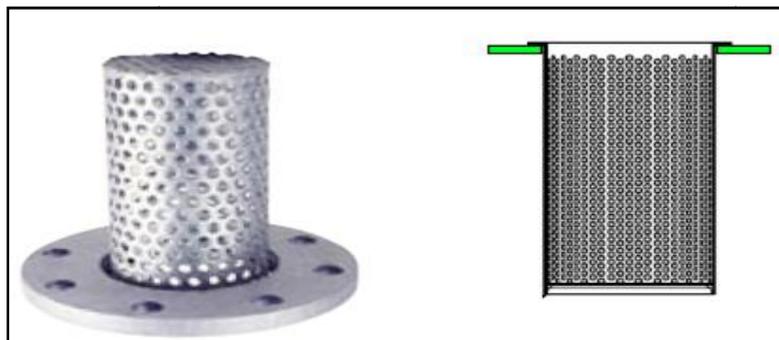


Figure VI.8 : Crépines

Dans notre cas : les crépines seront installées sur chaque conduite de départ des réservoirs.

f. Organes de raccordement : [1]

Il existe une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

✓ **Les coudes :**

Les coudes sont des accessoires utiles pour les réseaux maillés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $1/4$ (90°), $1/8$ (45°), $1/16$ ($22^\circ 30'$), $1/32$ ($11^\circ 15'$).



Figure VI.9 : Coudes

✓ **Les tés :**

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.



Figure VI.10 : Tés

✓ **Les cônes :**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.



Figure VI.11 : Cône

✓ **Les joints de démontage : [5]**

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.



Figure VI.12: Joint de démontage

✓ **Les croix de jonction:**

Ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

g . Organes de mesure : [8]

✓ **Mesure de débit :**

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement.

Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, déterminer le débit.

• **Le diaphragme :**

Le diaphragme consiste en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

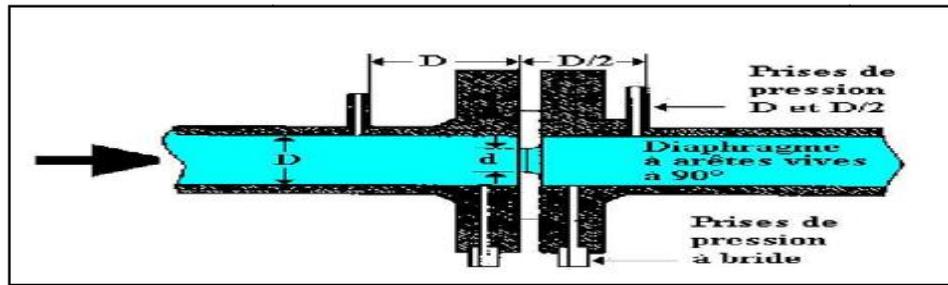


Figure VI.13 : Diaphragme

- **Les venturis :**

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) (figure VI.14). Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent à l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

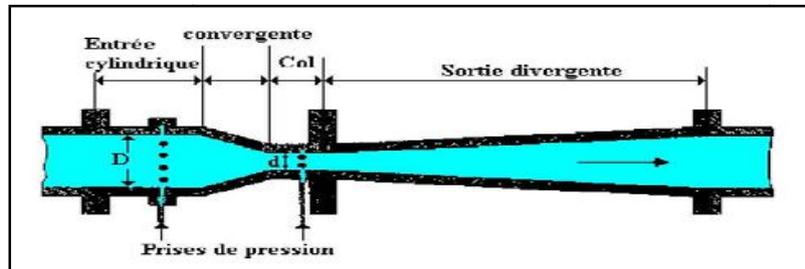


Figure VI.14: Venturi

- **La tuyère :**

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

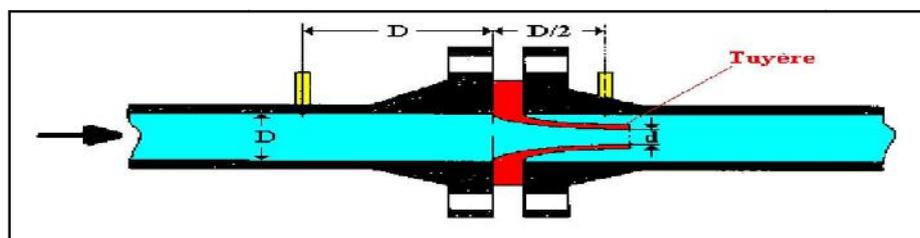


Figure VI.15: Tuyère

- **Les compteurs d'eau « ce qui n'est pas mesuré ne peut être géré » [7]**

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

- **Choix d'un compteur : [7]**

Dans la plupart des cas, un choix est en fait un compromis.

Ce compromis est la résultante de plusieurs facteurs qui tiennent compte des caractéristiques du compteur, mais aussi de l'installation.

Le premier critère de choix est sans aucun doute le **débit**.

Il faut connaître à la fois : (le débit permanent ou débit nominal, le débit minimal et le débit maximal)

La pression de service du réseau sur lequel le compteur va être installé.

La perte de charge du compteur peut dans certain cas jouer un rôle important dans le choix de l'instrument.

Les conditions d'installation sont également en prendre en considération; certains compteurs n'acceptant qu'une position.

Enfin, il faudra s'assurer que **la nature de l'eau** ne présente pas de paramètres (pH, dureté, etc...) susceptibles de détériorer les matériaux constituant le compteur.

Pour choisir le calibre d'un compteur, on va en premier lieu s'appuyer sur le débit permanent ou nominal demandé par l'abonné.

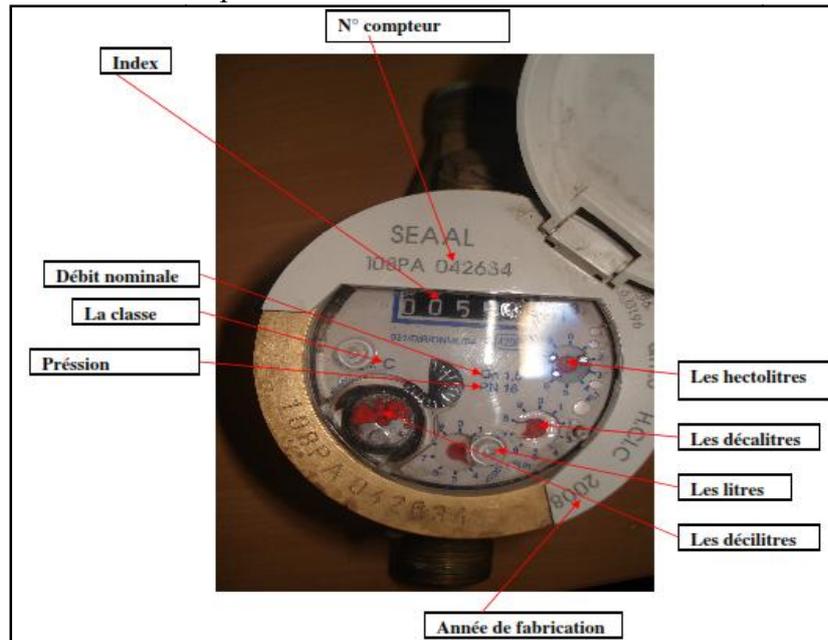


Figure VI.16: Compteur d'eau

NB : On utilise dans notre projet les compteurs que ce soit pour calculer le prix de l'eau, engager ou amortir des investissements ou évaluer les fuites. Techniciens et gestionnaire cherchent à estimer le nombre de mètres cubes d'eau pompés, traités, stockés et voyageant en permanence sous nos pieds, depuis la source jusqu'aux robinets.

- **Autres instruments de mesure de débit: [7]**

Traditionnellement, et dans la majorité des cas, on fait appel aux compteurs d'eau mécaniques pour la mesure des débits. En effet, ils sont à la fois économiques, techniquement éprouvés et de précision garantie par la législation. Ils sont donc très utilisés, en particulier pour la vente d'eau aux usagers mais aussi pour les mesures en sortie d'ouvrage ou en sectorisation. Par contre, certaines conditions particulières d'utilisation conduisent les gestionnaires de réseaux à utiliser de plus en plus des débitmètres à :

- Diamètres importants,
- Débits réversibles,
- Mesure ponctuelles ou temporaires.

Les appareils les plus fréquemment rencontrés sont les débitmètres électromagnétiques et les sondes à insertion.

➤ **Débitmètre électromagnétique :**

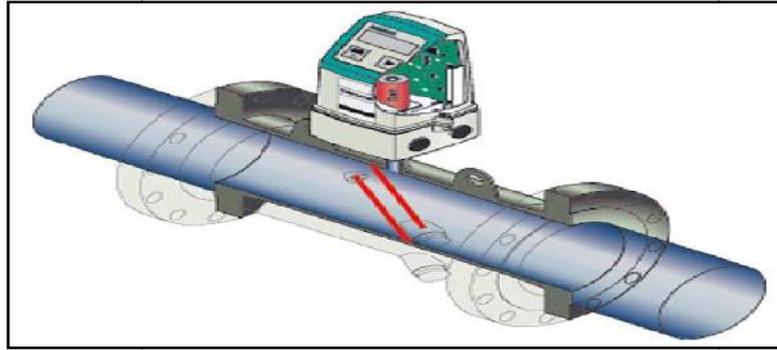


Figure VI.17 : Débitmètre électromagnétique (d'après document *Métrologie des compteurs*)

➤ **Débitmètre à insertion :**

Les sondes à insertion calculent le débit dans la canalisation sur la base d'une mesure de vitesse ponctuelle.



Figure VI.18 : Débitmètre à insertion (d'après document *Métrologie des compteurs*)

➤ **Débitmètre à temps de transit (ultra-sons) :**

Calcul de la vitesse de l'eau grâce à la mesure du temps mis par une onde ultrasonore pour traverser la canalisation.



Figure VI.19 : Débitmètre ultra-sons (d'après document *Métrologie des compteurs*)

On place des débitmètres dans notre réseau car il est important de connaître le débit transité dans les conduites.

- **Mesure de pression : [8]**

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- **Manomètres à aiguilles :**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette 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).



Figure VI.20 : Manomètre à aiguilles type Ref-class (d'après document BAMO)

- **Manomètres à soufflet :**

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VI.21). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

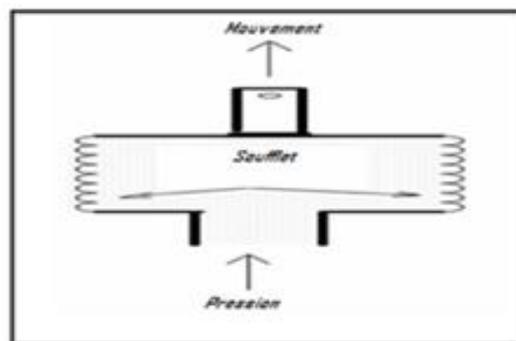


Figure VI.21: Manomètre à soufflet (d'après document BAMO).

Dans notre projet : On utilise le manomètre à aiguilles pour mesurer la pression à la sortie des réservoirs et l'entrée du réseau, et aux nœuds. (D'après document BAMO).

VI. 3. Position et maintien des accessoires : [7]

De manière usuelle, on désigne par accessoires les vannes, compteur, clapet anti-retour, colliers de prise en charge, poteaux d'incendie, ventouses, purges, protections anti-bélier, jonctions, etc.

En aucun cas la canalisation ne doit supporter :

- ✓ Le poids de ces accessoires
- ✓ Les contraintes consécutives aux manœuvres (ouverture, fermeture).

Les contraintes ci-dessus seront reprises au moyen de massifs en béton, d'appui ou d'ancrage, sur lesquelles sont scellés, le cas échéant, des patins ou des berceaux.

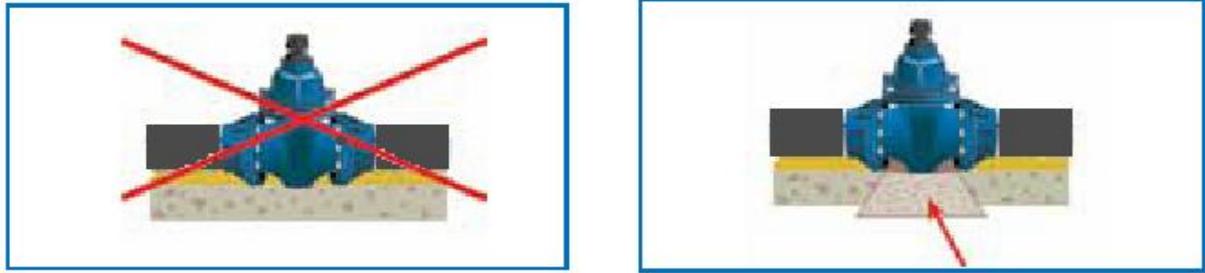


Figure VI.22: Position des accessoires [7]

VI. 4. Conclusion :

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires

Chapitre VII

Organisation des travaux et devis estimatif du nouveau réseau d'AEP

VII.1. Introduction :

La pose des canalisations joue un rôle très important dans leur stabilisation et leur durabilité. C'est pourquoi, et également dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur le terrain, nous allons exposer de façon générale, la pose de canalisation à effectuer dans notre agglomération, une chronologie des travaux à entreprendre, ainsi que les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites.

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

VII.2. Les différents travaux de mise en place des canalisations : [8]

VII.2.1. Vérification, manutention 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.

VII.2.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

a. Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m.

b. Nivellement :

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

VII.2.3. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

a. Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer .

b. Réalisation des fouilles :

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

- ✓ Environnement ;
- ✓ Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre) ;
- ✓ Nature du terrain (avec ou sans eau) ;
- ✓ Profondeur de pose.

- **Largeur de la tranchée :**

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B=D+(2 \times 0.30) \quad (VII.1)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

- **La profondeur de la tranchée :**

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H=H_1+D+H_2 \quad (VII.2)$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m);

H_1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;

H_2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m)

D : diamètre de la conduite (m).

- **Coefficient du talus :**

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus, qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII.1 : Choix du coefficient du talus :

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m=0$.

- **Lit de pose :**

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0.15 m à 0.2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

- **L'assise :**

Au dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui [14].

VII.2.4. Le Principe de pose des canalisations :

La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions.

- ✓ Les tuyaux sont posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.
- ✓ Tout tuyau qui aurait subi une fausse manœuvre ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification.
- ✓ Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.
- ✓ Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit
- ✓ La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain meuble, les tuyaux seront posés directement sur le fond de la tranchée soigneusement préparé. En terrain dur, les tuyaux seront posés sur un lit de pose de matériaux (sable).
- ✓ A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées à l'aide d'un tampon pour éviter l'introduction de corps étrangers ou animaux.

VII.2.5. Assemblage des conduites :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccords :

✓ Soudure bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température $T = 230^{\circ}\text{C}$ de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes [14].



Figure VII.1: Bout à bout « bouseuse »

✓ **Les raccords électro- soudables :**

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intègre au voisinage de la surface, qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes du raccord et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors du montage [14].



Figure VII.2: Raccordement par accessoires électro-soudables

✓ **Les raccords mécaniques :**

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et chaufreinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord. [14].

Pour notre projet, on opte pour la Soudure bout à bout.

VII.2.6. Epreuve de joints et de la canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1.5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.2.7. Remblayage des tranchées :

Le remblai sera fait une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

a. Le remblai d'enrobage :

Comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

b. Le remblai supérieur :

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise. Ceux-ci seront toute fois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation [14].

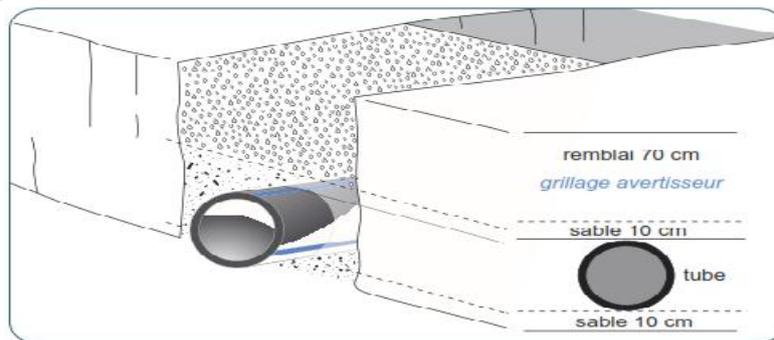


Figure VII.3: Exemple d'un remblayage de tranchées [14]

VII.2.8. Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

Dans notre étude, nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol).

VII.3. L'influence du milieu environnant sur 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.

VII.4. Les engins de terrassement utilisés : [9]

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques réduit considérablement le prix et le temps des terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

✓ **Une pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu.

Dans notre cas on utilise une pelle équipée en rétro

✓ **Un chargeur :**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer la tranchée après pose de la conduite.

✓ **Niveleuses :**

La niveleuse, en plus de son travail de terrassement et de finition, est utilisée pour : Débroussaillage en terrain léger, Décapage des terrains végétaux et Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté.

✓ **Compacteur (vibrateur de sol) :**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VII.5. Calcul du projet :

Cette partie de notre étude comprend une estimation des volumes des travaux à réaliser ainsi que leur coût de revient.

VII.5.1. Calcul du volume des travaux du réseau de distribution :

a. Calcul du volume de déblai :

Selon la largeur du godet de la pelle choisie, les volumes excavés pour chaque type de diamètre seront :

$$V_{exc} = b \cdot H_{tr} \cdot L \quad (VII.3)$$

V_{exc} : volume des déblais (m^3) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

b : diamètre de la conduite + 0,6 (en mètres) ;

H_{tr} : diamètre de la conduite + 1,1 (en mètres).

Le tableau suivant donne le volume de déblai :

Tableau VII.2 : Calcul du volume des déblais

Diamètre (m)	Longueur(m)	$H_{tr}=1,1+D$ (m)	$b=D +0,3$ (m)	V déblai (m ³)
0.075	979,21	1.175	0.375	431.46
0.090	1829,92	1.190	0.390	849.27
0.110	6640,47	1.210	0.410	3294.34
0.125	2200,85	1.225	0.425	1145.82
0.160	842,46	1.260	0.460	488.29
0.200	1860,59	1.300	0.500	1209.38
0.250	328,19	1.350	0.550	243.68
0.315	15,46	1.415	0.615	13.45
			TOTAL	7675.70

b. Calcul du volume du lit de sable :

Le long du réseau de distribution, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur :

$$V_S = b * e * L \quad (VII.4)$$

V_S : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 20$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VII.3.

Tableau VII.3: Calcul du volume du lit de sable

Diamètre (m)	Longueur (m)	e (m)	$b=D +0,6$ (m)	VL (m ³)
0.075	979,21	0.20	0.675	132.19
0.090	1829,92	0.20	0.690	252.53
0.110	6640,47	0.20	0.710	942.95
0.125	2200,85	0.20	0.725	319.12
0.160	842,46	0.20	0.760	128.05
0.200	1860,59	0.20	0.800	297.69
0.250	328,19	0.20	0.850	55.79
0.315	15,46	0.20	0.915	2.83
			TOTAL	2131.15

a. Calcul du volume des conduites :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_C = \frac{\pi E^2}{4} \quad (VII.5)$$

S_C : section de la conduite (m²)

D : diamètre de la conduite (m).

Et :

$$V_c = S_c * L \quad (VII.6)$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VII.4.

Tableau VII.4: Calcul du volume des conduites

D (m)	Sc (m)	L (m)	Vc (m³)
0.075	0.00418	979,21	4.090
0.090	0.00636	1829,92	11.64
0.110	0.00950	6640,47	63.08
0.125	0.01227	2200,85	27.00
0.160	0.02010	842,46	16.93
0.200	0.03142	1860,59	58.46
0.250	0.04909	328,19	16.11
0.315	0.07793	15,46	1.200
		TOTAL	198.51

b. Calcul du volume des remblais compactés :

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (VII.7)$$

V_r : volume du remblai.

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

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

Les résultats de calcul du volume des remblais figurent dans le tableau VII.5.

Tableau VII.5: Calcul du volume des remblais :

V_{exc} (m³)	V_s (m³)	V_c(m³)	V_r (m³)
7675.70	2131.15	198.51	5346.04

VII.5.2. Devis estimatif du projet :

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet.

Le tableau suivant représente les estimations des coûts de projet :

Tableau VII.6 : Devis estimatif des pose des conduites

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
01	volume des déblais	m ³	7675.70	400	3070280
02	volume du lit de pose	m ³	2131.15	400	852460
03	volume des remblais	m ³	5346.04	400	2138416
04	grillage	m ³	15543.548	20	310870.96
Les conduites					
01	0.075	m	979.21	367.77	360124.06
02	0.090	m	1829.92	420.42	769334.97
03	0.110	m	6640.47	626.34	4159.19
04	0.125	m	2200.85	797.94	1756146.25
05	0.160	m	842.46	1307.02	1101112.07
06	0.200	m	1860.59	2044.90	3804720.49
07	0.250	m	328.19	3174.60	1041871.97
08	0.315	m	15.46	5062.20	78261.61
THT					33174434.00
TVA 17 %					5639653.78
TTC					38814087.78

NB : les prix unitaires sont fournis par le groupe Chiali. (Voir annexe 03)

VIII.6. Planification des travaux du réseau de distribution :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations de réalisation du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VII.6.1. Définitions des tâches et leurs durées :

- ✓ A : L'installation de chantier, décapage de la couche végétal.
- ✓ B : Exécution des tranchées et des fouilles
- ✓ C : Aménagement du lit de pose (lit de sable de 20 cm d'épaisseur).
- ✓ D : La mise en place des conduites du **PEHD** en tranchée.
- ✓ E : Assemblage des tuyaux (soudage bout a bout).
- ✓ F : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites, les joints et les accessoires de réseau.

- ✓ G : Remblai des tranchées.
- ✓ H : Travaux de finition.

Tableau VII.7 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réseau de distribution

Opération	précède	Succède
A	B	--
B	CDE	A
C	F	B
D	F	B
E	F	B
F	G	CDE
G	H	F
H	--	G

VII.6.2. Délai de réalisation de la conduite du réseau de distribution :

Le tableau ci-après récapitule tous les calculs pour la détermination du délai de réalisation de notre pose de conduite.

Tableau VII.8 : détermination du délai de la réalisation (conduite du réseau de distribution)

opération	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A (1 2)	25	0	25	0	25	0
B (2 3)	60	25	85	25	85	0
C (3 4)	35	85	120	95	130	10
D (3 5)	40	85	125	90	130	5
E (3 6)	45	85	130	85	130	0
F (5 7)	25	130	155	130	155	0
G (7 8)	40	155	195	155	195	0
H (8 9)	30	195	225	195	225	0

Avec :

DP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finition au plus tôt.

DPP : date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Les chemins critiques : *A-B-E-F-H* $\sum TR = 225 \text{ jours.}$

TR: temps de réalisation.

VIII.6.3 Chemin critique du réseau :

A → *B* → *E* → *F* → *G* → *H*

Le réseau à flèche de ces taches est représenté sur la (figure VII.4)

Les flèches vertes portées sur la figure (VII.4) représentent le chemin critique du réseau.

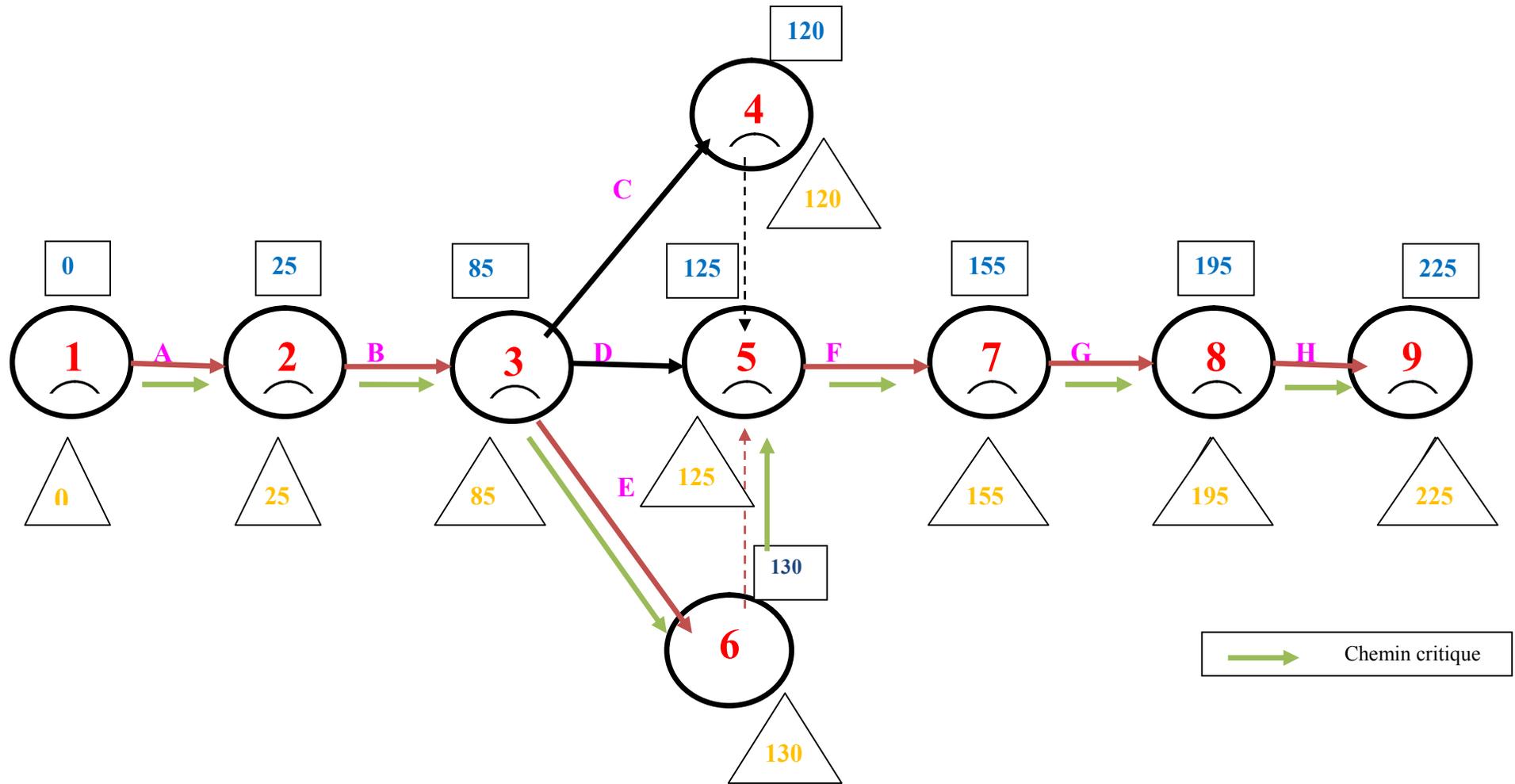


Figure VII.4 : Réseau à flèches pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réseau de distribution de Mezhloug

Le diagramme de Gantt est représenté dans le graphe suivant.

N	Opération	TR	Durée (jours)					Observation
			50	100	150	200	250	
1	A : (L'installation de chantier et décapage de la couche végétal)	25	25					
2	B : (Exécution des tranchées)	60		60				
3	C : (aménagement du lit de pose)	35			35			
4	D : (la mise en place des conduites du PEHD en tranchée)	40			40			
5	E : (Assemblage des tuyaux) (soudage bout about)	45			45			
6	F : (Faire les essais d'étanchéité, les joints et les accessoires)	25				25		
7	G : (Remblai des tranchées)	40					40	
8	H : (Travaux de finition)	30						30

Figure VII.5 : Planification des travaux (diagramme de GANTT) pour le réseau de distribution de Mezloug

VII.6. 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 de fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau.

Les essais d'étanchéités et de pressions sont obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints où des conduites avant le remblaiement définitif.

Nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des opérations et le suivi de la réalisation du projet et nous avons trouvé une période de réalisation de **225 jours**.

D'après les travaux effectués sur ce projet (déblai, remblai, lit de pose...) le coût estimatif est évalué à : **38814087.78 DA**.

Chapitre VIII

Gestion et rendement du réseau de distribution

VIII.1. Introduction :

La mise en œuvre d'une gestion technique efficace des installations de distribution d'eau est nécessaire. La gestion est définie comme étant une politique, permettant de maintenir un bien dans un état spécifié, ou en mesure d'assurer un service déterminé. Donc gérer, c'est veiller aux opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel, d'assurer la continuité de la distribution et entretenir les différents ouvrages et équipements formant notre réseau.

VIII.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...

VIII.3. La gestion du patrimoine appliquée aux réseaux AEP: [10]

Le renouvellement des réseaux d'eau potable cherche donc à gérer un patrimoine constitué par les conduites d'eau potable, les organes hydrauliques, les installations de pompages, de traitement et de stockage de l'eau. Il s'inscrit dans une démarche de gestion du patrimoine.

Le service d'eau cherche à travers le réseau d'eau potable à satisfaire les besoins des abonnés en eau. Ceci, en assurant la continuité du service et la satisfaction des abonnés en quantité et qualité, par l'augmentation de la fiabilité du réseau à un coût minimum. Le renouvellement des réseaux d'eau répond à ces attentes à travers une politique qui s'inscrit dans le cadre d'une gestion du patrimoine à court, moyen et long terme.

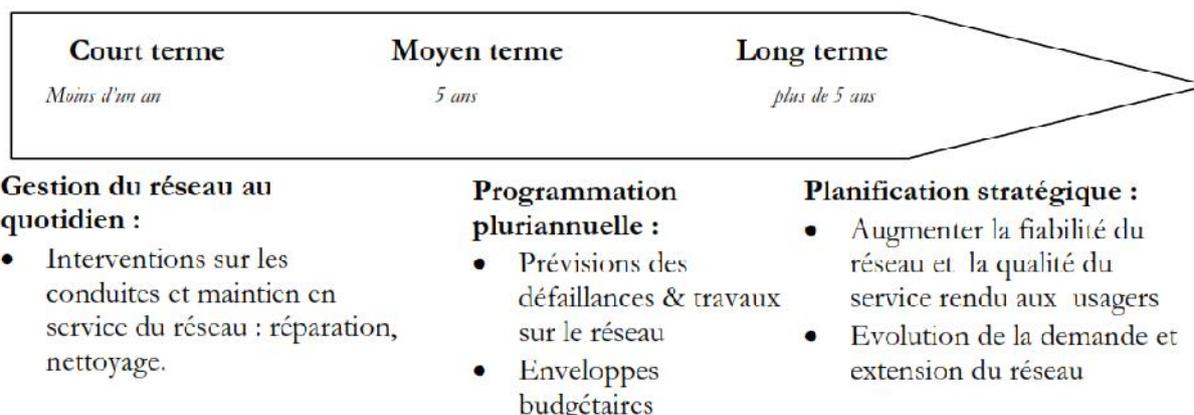
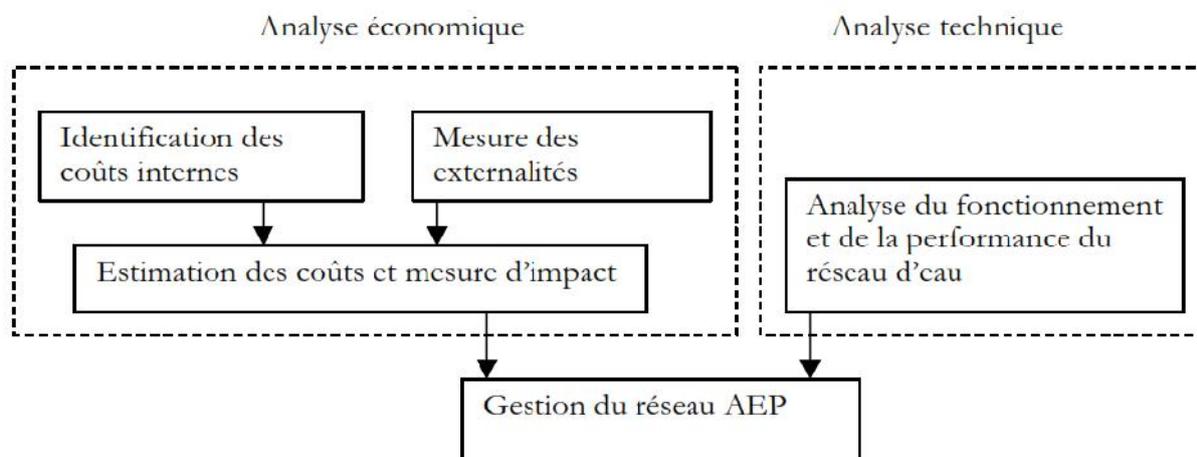


Figure VIII.1 : La gestion du réseau d'eau potable

Tableau VIII.1: La gestion du patrimoine adaptée au renouvellement des réseaux d'eau potable

Processus de gestion du Patrimoine et réseau d'eau potable	
Objectifs et Politiques	<ul style="list-style-type: none"> -Alimentation en eau en quantité et qualité - Augmenter la fiabilité du réseau et réduire la gêne occasionnée en cas de défaillance - Réduire les coûts de maintenance et de remplacement - Niveau de service satisfaisant : débit et pression aux nœuds de consommation
Inventaire du Patrimoine et collecte des données	<ul style="list-style-type: none"> -Inventaire du réseau : identification des conduites constituant le réseau - Collecte de données et d'information concernant la nature des conduites, la date de pose, longueur, diamètre - Identifier les sources de l'eau, les zones de stockage - Mesurer la demande et les niveaux de pression
Evaluation de la condition et Etat du patrimoine	<ul style="list-style-type: none"> -Défaillances antérieures, fuites. - Plaintes des abonnés - Déficience en débit et pression
Performance du système et modélisation	<ul style="list-style-type: none"> -Etude du phénomène de vieillissement - Modélisation hydraulique et fonctionnement du réseau
Evaluation des alternatives et optimisation	<ul style="list-style-type: none"> -identification des conduites vulnérables - Hiérarchisation des conduites et priorités - proposition de politique de renouvellement
Mise en œuvre	<ul style="list-style-type: none"> -Implémentation des politiques et mesure de l'impact en termes d'amélioration du réseau
Contrôle et Analyse	<ul style="list-style-type: none"> -Suivi de l'implémentation des politiques - Actions correctives suivant l'évolution de l'état du réseau, du service de l'eau et son environnement

D'après le Tableau VIII.1 une adaptation du processus de gestion du patrimoine à la gestion du réseau d'eau potable. Nous remarquons que l'approche décrite s'appuie sur une analyse du fonctionnement du réseau et de sa performance, ainsi qu'une analyse économique liée à la déficience du réseau et la mise en place de travaux de maintenance et de renouvellement.

**Figure VIII.2 :** La gestion du réseau d'eau potable (Adapté de Skipworth et al, 2002)

VIII.3. 1.L'analyse économique

L'analyse économique porte sur l'ensemble des coûts liés aux réseaux AEP et aux conduites à savoir les coûts directs : d'installation des conduites, d'inspection, de réparation, de maintenance et de remplacement. Les coûts indirects sont plus difficiles à mesurer d'un point de vue économique car induits par des événements imprévisibles et liés aux externalités qui traduisent l'impact sur l'environnement du réseau en cas de défaillances ou travaux de renouvellement : dégâts, inondation, interruption du service, manque à gagner, gêne pour le trafic.

Le renouvellement est tributaire des ressources financières disponibles. L'analyse porte sur l'ensemble de la durée de vie technique de la conduite. Tout au long de cette durée de vie, il est nécessaire d'identifier les coûts directs :

- ✓ d'acquisition et d'installation de la conduite
- ✓ de réparation et maintenance
- ✓ de dépose et renouvellement.

Ainsi que l'identification de coûts indirects liés :

- ✓ à la gêne occasionnée lors de travaux sur le réseau
- ✓ au manque à gagner du au à la baisse d'activité lors de travaux
- ✓ à la dégradation de biens en cas de casse ou fuites : inondations, affaissement de la chaussée
- ✓ aux plaintes d'usagers en cas de déficience de pression ou interruption du service.

VIII.3. 2.L'analyse technique

Cette analyse cherche à étudier l'évolution de l'état du réseau tout au long de la durée de vie des conduites. Il s'agit d'apporter une description et une mesure aux phénomènes de détérioration structurelle (physique) des canalisations qu'accompagne le vieillissement des conduites et la détérioration hydraulique qui se rapporte au fonctionnement du réseau qui se manifeste par une déficience de la desserte en eau. Le renouvellement du réseau d'eau potable nécessite la description du mécanisme de détérioration des conduites en identifiant les facteurs qui conduisent à une dégradation du réseau (facteurs de désordre), et ceux qui peuvent donner lieu à un renouvellement (facteurs déclencheurs). Une connaissance du réseau est indispensable. Elle est assurée par la localisation de l'emplacement des conduites, matériaux de constitution, diamètre, âge, localisation et type des autres éléments du réseau (pompes, vannes, etc.).

VIII.4. Amélioration du rendement du réseau de distribution d'eau potable : [11]

VIII.4.1. La notion du rendement :

Le rendement de réseau est un indicateur simple et très utilisé qui permet d'apprécier la qualité d'un réseau. Il représente le rapport entre la quantité d'eau utilisée par les abonnés et la quantité d'eau introduite dans le réseau.

$$\text{Rendement primaire de réseau} = \frac{\text{Volume consommé par les abonnés (m}^3\text{)}}{\text{Volume mis en distribution (m}^3\text{)}} * 100$$

VIII.4.2. Paramètres agissant sur le rendement :

Les plus fréquemment cités sont :

- ✓ l'âge moyen du réseau ;

- ✓ la nature des canalisations et de leurs joints ;
- ✓ les conditions d'exploitation (pression, coups de bélier) ;
- ✓ la nature des terrains ;
- ✓ la longueur du réseau ;
- ✓ le nombre de branchements.

L'amélioration du rendement consiste essentiellement à la détection et la réduction et des pertes en eau existantes au niveau du réseau de distribution.

VIII.5. Les pertes en eau dans un réseau de distribution :

Une part non négligeable de l'eau produite est souvent gaspillée :

- ✓ lors de son acheminement vers les consommateurs.
- ✓ par les consommateurs eux-mêmes.

VIII.5.1. Définition et types de pertes en eau :

La perte d'eau représente l'inefficacité dans des opérations de la livraison et de mesure de l'eau dans des réseaux de transmission et de distribution. Les pertes d'eau sont calculées comme la différence entre le volume d'eau entrée dans les systèmes et le volume de consommation autorisée.

$$\text{Les pertes d'eau} = \text{Achats (m3)} - \text{consommation (m3)}$$

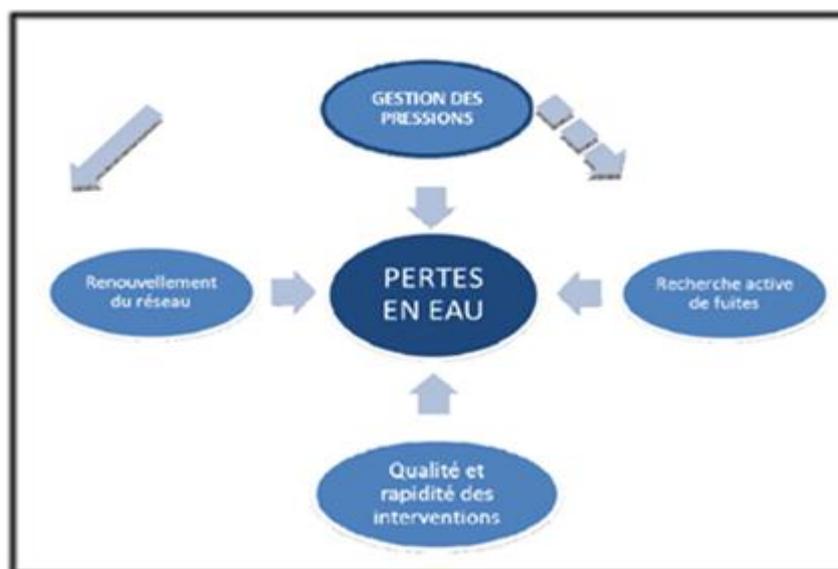


Figure VIII.3 : Maîtrise des pertes en eau sur le réseau d'eau potable

Différents types de pertes sont détectés dans un réseau de distribution d'eau potable se résumant ainsi :

a. Pertes réelles :

✓ Les fuites

Se manifestent sous des formes variées allant du simple suintement au jaillissement spectaculaire. Il est donc nécessaire de définir une représentation qui permette de classer les fuites afin d'être en mesure de mettre en place les moyens d'actions adéquats pour diminuer leur impact.

Trois grandes familles de fuites peuvent être distinguées, par débit de fuite croissant :

- *les fuites diffuses* : ce sont des fuites qui ne peuvent pas être localisées avec les techniques courantes du fait de leur faible débit.
 - *les fuites détectables non-visibles* : ce sont des fuites non-visibles que l'on peut détecter avec les moyens usuels d'investigation.
 - *les fuites visibles* : ce sont des fuites dont la présence est visible en surface (écoulement, excavation, etc.)
- ✓ **Les volumes de service** : ce sont les eaux utilisées pour nettoyer les installations des distributeurs, pour la protection civile et les services incendie.
 - ✓ **Cassures provoquées au niveau des conduites.**

b. Pertes apparentes :

- ✓ **Pertes sur les comptages** : due principalement au vieillissement ou calibrage des compteurs, inadéquation ou absence d'un compteur, compteurs non lus, et erreurs de relève.
- ✓ **Les fraudes** : consommations non enregistrés.

NB : Les fuites sont un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement, elles sont inévitables et elles peuvent atteindre les 30 % même dans les systèmes bien gérés. D'ailleurs des taux de 80 à 90 % ne sont pas rares pour les réseaux vétustes et mal gérés, c'est pour ces raisons qu'on prévoit un taux de perte par fuite égale à 20% du débit maximum consommé pour les premières années de fonctionnement du réseau.

VIII.5.2. Entretien du réseau de distribution : [12]

Ils consistent à réduire les pertes en eau dans le réseau de distribution, l'exploitant doit procéder à deux actions nécessaires ;

- ✓ Le premier est la plus importante c'est la recherche et la réparation des fuites.
- ✓ La seconde plus ou moins importante est le comptage.

a. Recherche et réparation des fuites :

✓ Détection des fuites :

Il est à noter que la détection et la localisation des fuites restent une chose très difficile malgré la disponibilité de plusieurs méthodes de détection et cela pour les raisons suivantes : Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites

- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière.
- La quantification des fuites ne peut se faire qu'en présence de mesures fiables effectuées sur le système; c'est la raison pour laquelle on ne peut pas évaluer l'importance des déperditions sur le plan économique.

On peut faire la détection au moyen des méthodes suivantes :

• Méthodes acoustiques traditionnelles :

Elles consistent à déceler les bruits provoqués par la fuite à l'aide d'appareils mécaniques ou électroniques. Elles sont lentes et elles sont perturbées par les bruits ambiants. L'écoute au sol est gênée par l'affaiblissement du bruit avec la profondeur (ou l'écart latéral par rapport à la conduite) ; l'écoute sur conduite est plus efficace sur les petits diamètres et sur les conduites métalliques.

- ✓ Contrôle de l'appareillage de mesure
- ✓ Réparation des équipements détériorés (vannes, clapets de vidange, flotteurs, etc.).

c. Vidange et Nettoyage au moins une fois par an:

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression. On prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels. Ces opérations doivent être suivies de désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage ;

VIII.5.4. Dispositions et moyens d'intervention:

Pour assurer une organisation convenable d'un service d'entretien et de maintenance, il est utile de :

- ✓ Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnel, en matériel et en budget mis à la disposition des services d'études, d'exploitation et des groupes d'entretien ;
- ✓ Disposer d'un personnel compétent ;
- ✓ Posséder des plans de gestion donnant les caractéristiques des conduites et des autres organes du réseau, la localisation exacte des nœuds, plans qui sont à tenir à jour en permanence.
- ✓ Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statistiques annuels intéressant les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages ;
- ✓ Connaître les valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels.

a. Moyens humains :

Le personnel doit avoir des compétences techniques dans différents domaines : l'hydraulique, l'électricité, l'électromécanique et l'électronique. Le nombre d'agents composant l'équipe d'intervention dépend de l'importance du réseau, de la complexité de ses équipements et du budget annuel accordé au service.

b. Moyens matériels :

Le choix du type et du nombre des moyens matériels à utiliser dépend du type d'intervention qui lui-même dépend du type de la défaillance. Les moyens matériels utilisés pour les interventions sont classés en deux catégories : Moyens simples (clefs, tournevis, poste à souder....) et des moyens lourds (bulldozers, pelle hydraulique, matériels de détection des fuites.....).

VIII.6. Conclusion :

La connaissance des différentes défaillances qui pourront avoir lieu dans le réseau, l'étude de diagnostic approfondie, et les différentes méthodes d'entretien proposées vont permettre aux exploitants d'assurer une bonne gestion du réseau et cela veut dire une optimisation des coûts et une pérennité du réseau qui reste le but majeur de la gestion.

Le choix du matériau en PEHD des conduites contribuent largement à la bonne gestion du réseau notamment dans le problème de dépôts (entartrage).

La pérennité d'un réseau quel que soit son matériau ne pourra être maintenue que si le réseau est géré efficacement dès les premiers temps de son fonctionnement pour minimiser les fuites d'eau et par conséquent augmenter son rendement.

Conclusion générale

Au terme de notre travail, on peut dire que les problèmes de l'alimentation en eau potable de la ville de Mezloug sont dus à l'état de vétusté extrême dans lequel se trouve le réseau de distribution et à son ancienneté.

A travers cette étude, nous avons essayé d'apporter une contribution au projet de rénovation du réseau de distribution d'eau potable de la zone d'étude. A travers celle-ci nous avons :

- Examiné la zone d'étude et estimé ses besoins en eau, par la suite calculé les paramètres hydrauliques du nouveau réseau de distribution en PEHD, au moyen d'un logiciel de simulation hydraulique Epanet.
- Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires, et on a aussi défini à chacune, une pose adéquate à son emplacement dans le terrain.
- Dans le but d'assurer au maximum la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique d'exécution des tâches et d'après les travaux à effectuer sur ce projet, le coût de réalisation est évalué à : 38814087.78 DA
- Pour garantir la pérennité du projet. Nous avons cité les notions de gestion, d'exploitation et les opérations d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages.

Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien, et espérons que ce travail pourra apporter un plus dans la réalisation du projet sur le terrain, et qu'il sera utile pour ceux qui auraient à traiter des sujets similaires.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

- [1] **SALAH.B** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78, 140.
- [2] **JEAN PIERE BONNIVILLE** «Hydraulique appliquée aux installations d'extinction», Presse internationales polytechnique 2002.
- [3] **DUPONT.A** : « Hydraulique urbaine » Tome I et II. Edition Eyrolles, Paris 1988.
- [4] **BLINDU, Igor.-** « Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques » [en ligne]. Paris 2004, 60 p.
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [6] **A.G.H.T.M** « Les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.
- [7] **M. AN. BAGHDALI** « Métrologie des compteurs » cours formation SEAAL, octobre 2010, p18, 19,20.

Mémoires de fin d'étude :

- [8] **YACOUB OUSMAN BOURMA**, «Etude du système d'alimentation en potable de commune de Bouarafa wilaya de Blida » Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2008.
- [9] **ABDI ISHAK** «Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.jijel) vers le barrage de Beni Haroun W.Mila)» Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2011.
- [10] **AMIR.NAFI** « La programmation pluriannuelle du renouvellement des réseaux d'eau potable » thèse de doctorat, Université louis pasteur, Strasbourg I, promotion 2006.
- [11] **ASMA. ESSAOUIDI** « L'amélioration du rendement du réseau de distribution d'eau de Marrakech et son impact sur les ressources en eau » Mémoire de fin d'étude, faculté des sciences et techniques Marrakech, promotion 2012.
- [12] **CHIHATI .ANINA** « Alimentation en eau potable de la zone des parcs de la wilaya de Bouira à partir d'un piquage » Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2011.

Catalogue :

- [13] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».
- [14] **TUBEX** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

Site internet :

- [15] www.wikipedia.org/wiki/Sétif.fr

ANNEXE I

Le calcul hydraulique du réseau de distribution

Le calcul hydraulique du réseau de distribution s'est fait à l'aide d'un logiciel appelé Epanet.

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

- 1- 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.
- 2- La formule de **Chezy-Manning** est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.
- 3- 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 ($2000 < Re < 4000$).

Vu les avantages qu'elle procure, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach pour la simulation de notre réseau de distribution.

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 utilisée sur Epanet dans la formule de Darcy-Weisbach est : $\epsilon = 0,015$ mm.

Tableau : 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	$0.0827 f(\epsilon, d, q) d^{-5} L$
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

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)

ANNEXE II

Les résultats graphiques de la simulation

Les résultats graphiques de la simulation sur les nœuds et sur les conduites pour le cas de Pointe (réseau existant)

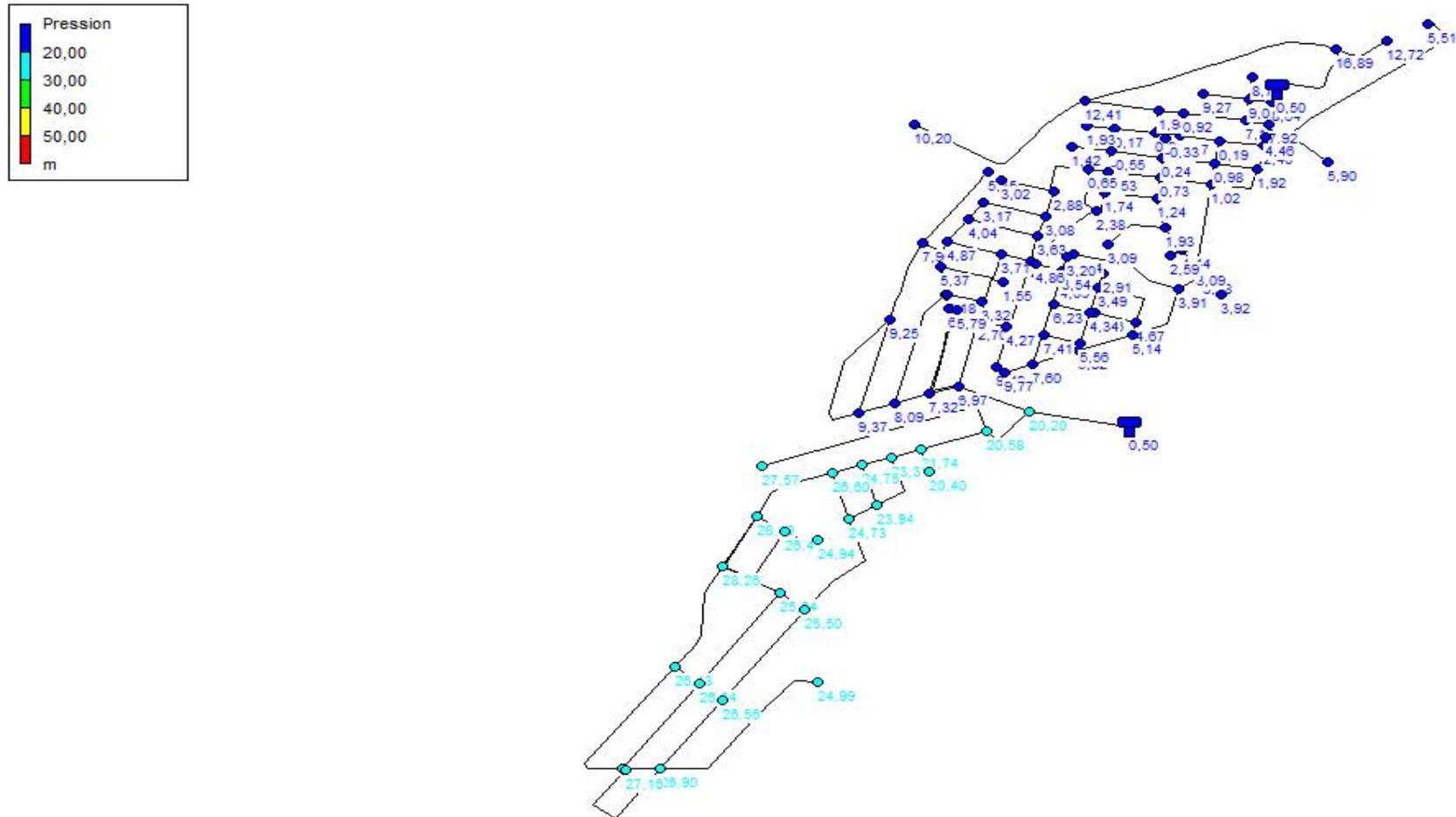


Figure 1 : répartition de la pression dans le réseau existant

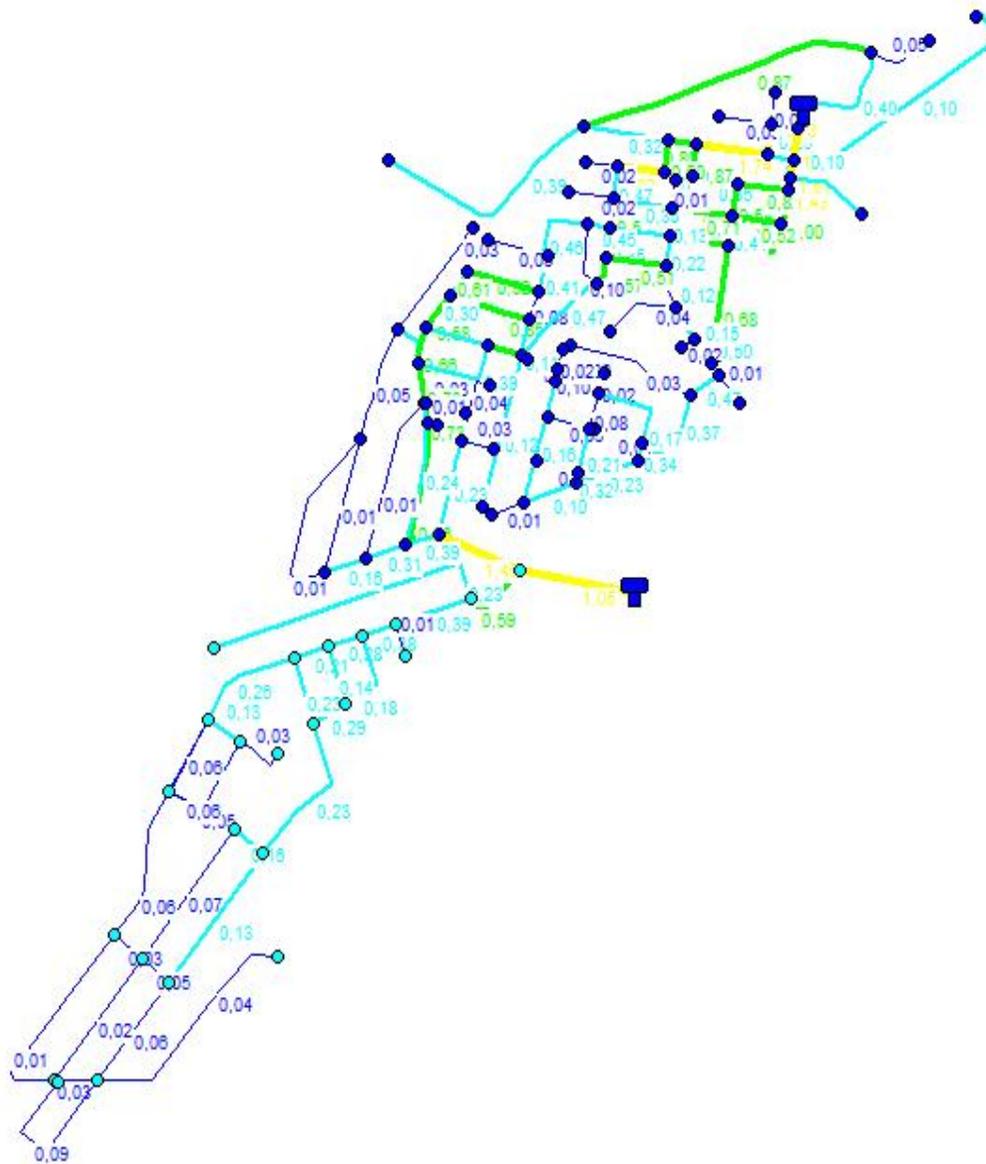
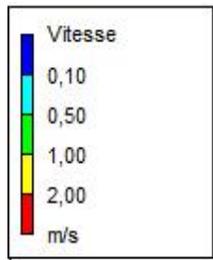


Figure 2 : répartition de la vitesse dans le réseau existant

Les résultats graphiques de la simulation sur les nœuds et sur les conduites pour le cas de Pointe + incendie (réseau existant)

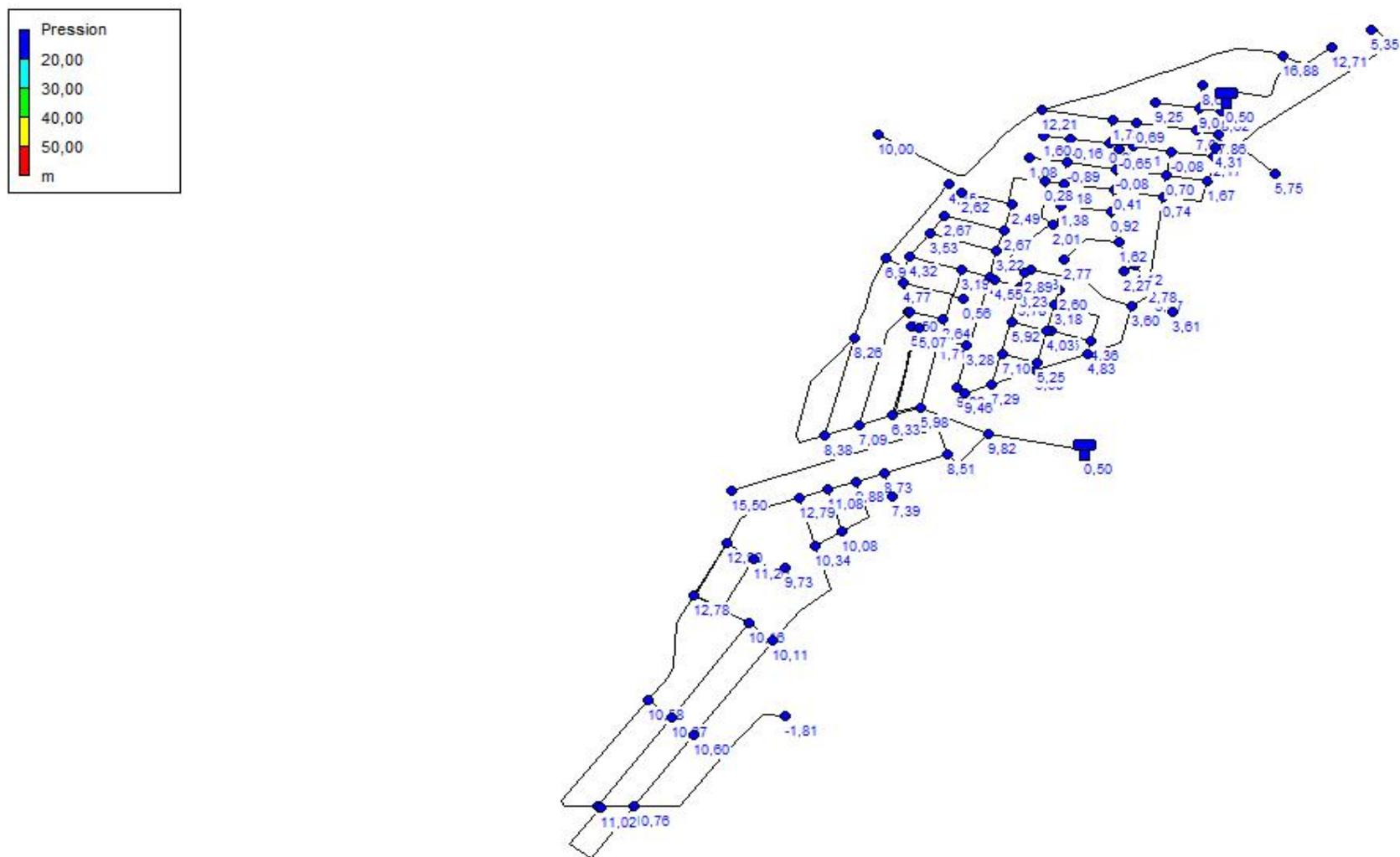


Figure 3 : répartition de la pression dans le réseau existant

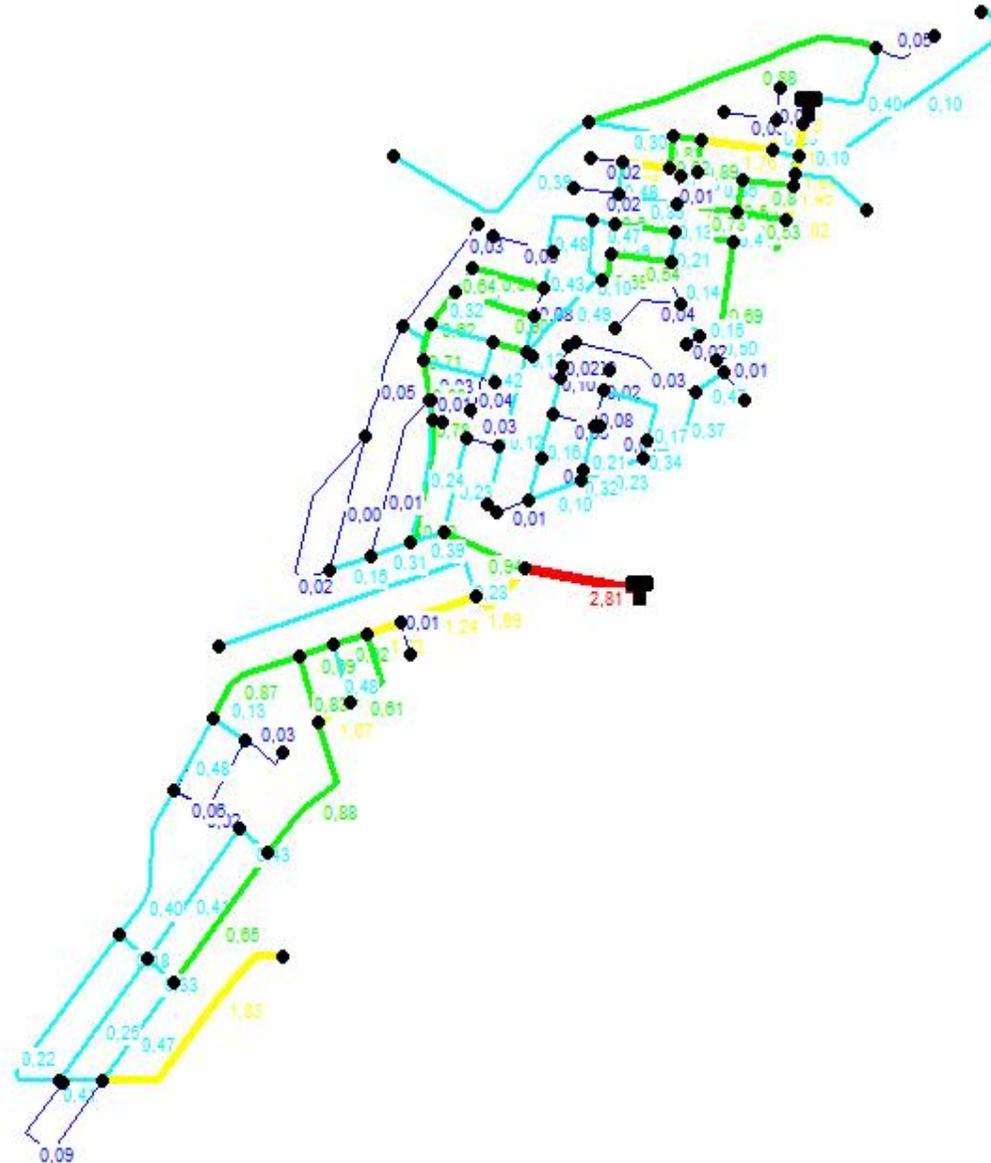
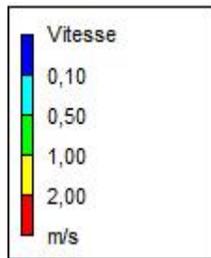


Figure 4 : répartition de la vitesse dans le réseau existant

Les résultats graphiques de la simulation sur les nœuds et sur les conduites pour le cas de Pointe (réseau projeté)

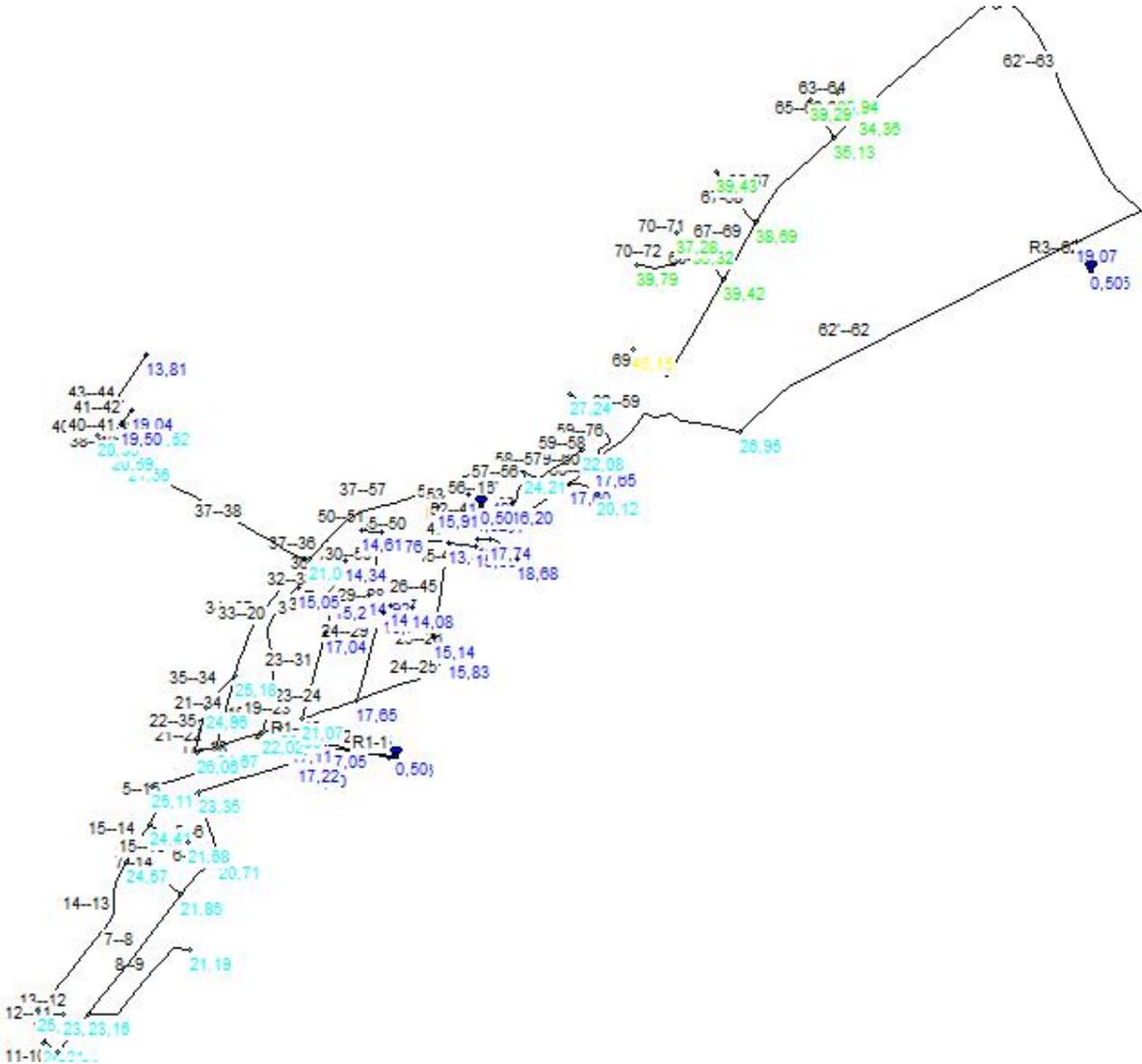
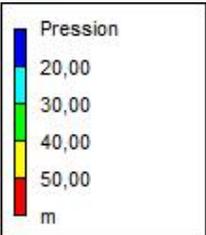


Figure 7 : répartition de la pression dans le réseau projeté

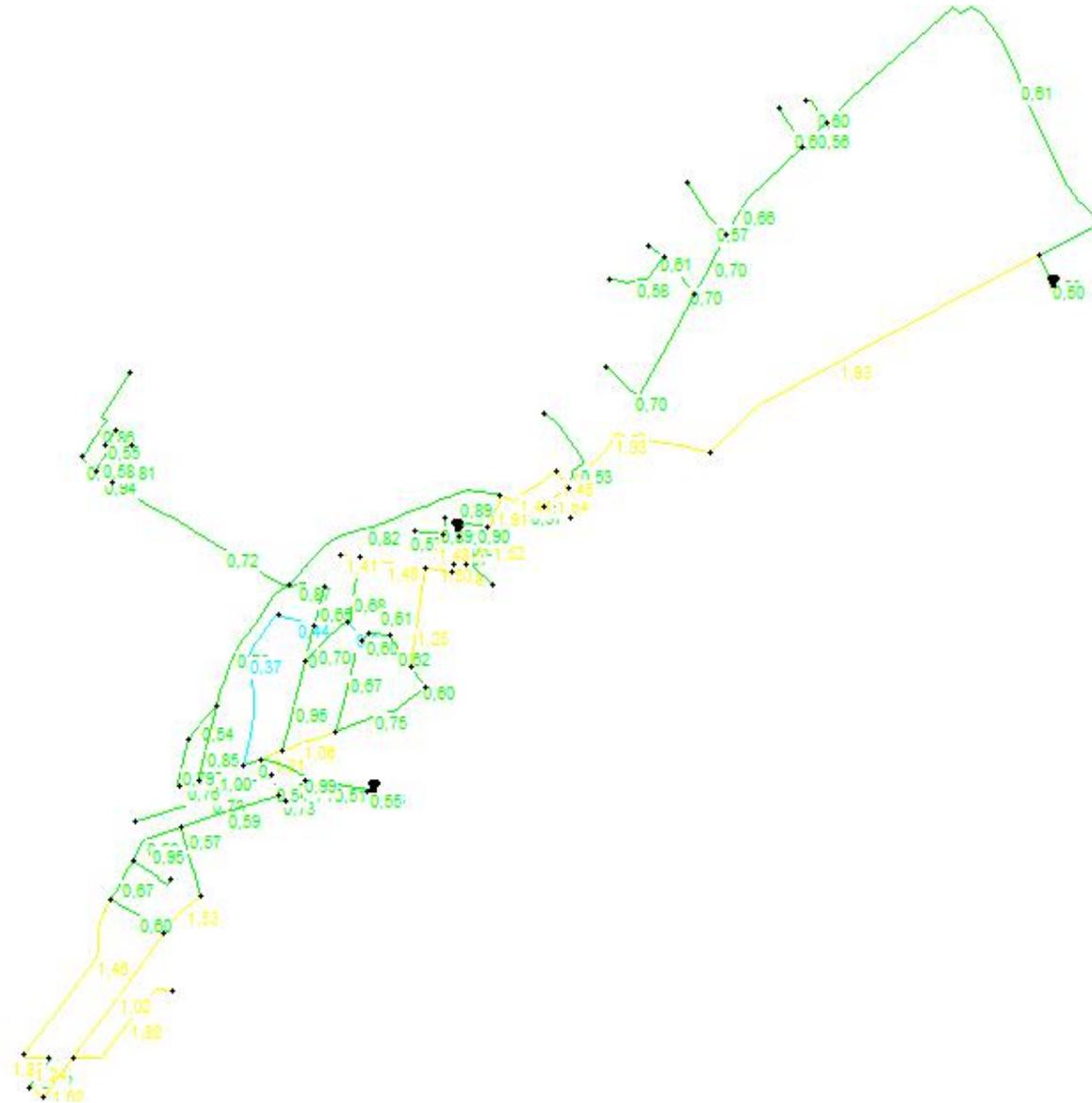
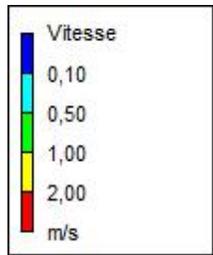


Figure 8 : répartition de la vitesse dans le réseau projeté

Les résultats graphiques de la simulation sur les nœuds et sur les conduites pour le cas de Pointe + incendie (réseau projeté)

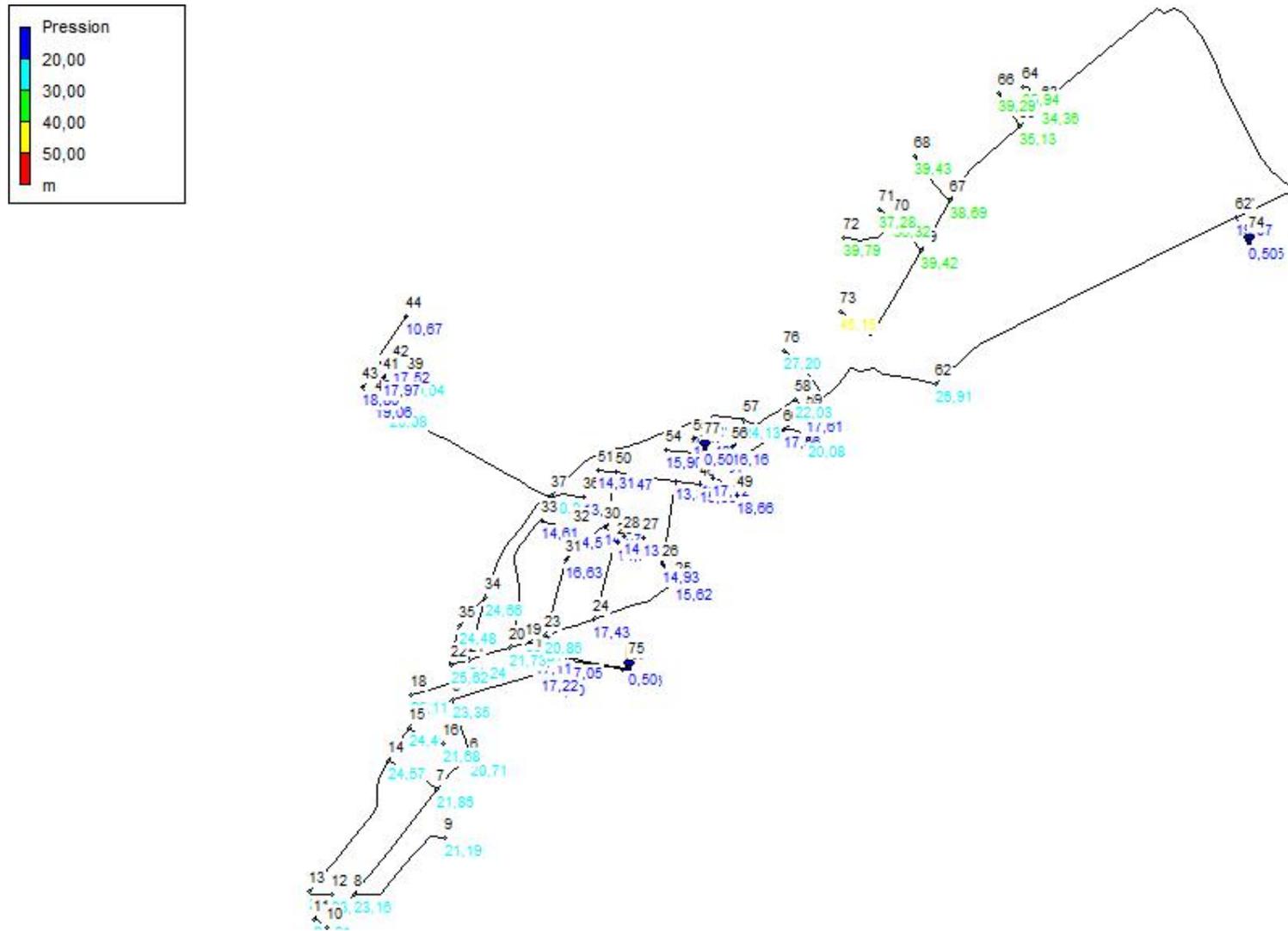


Figure 9 : répartition de la pression dans le réseau projeté

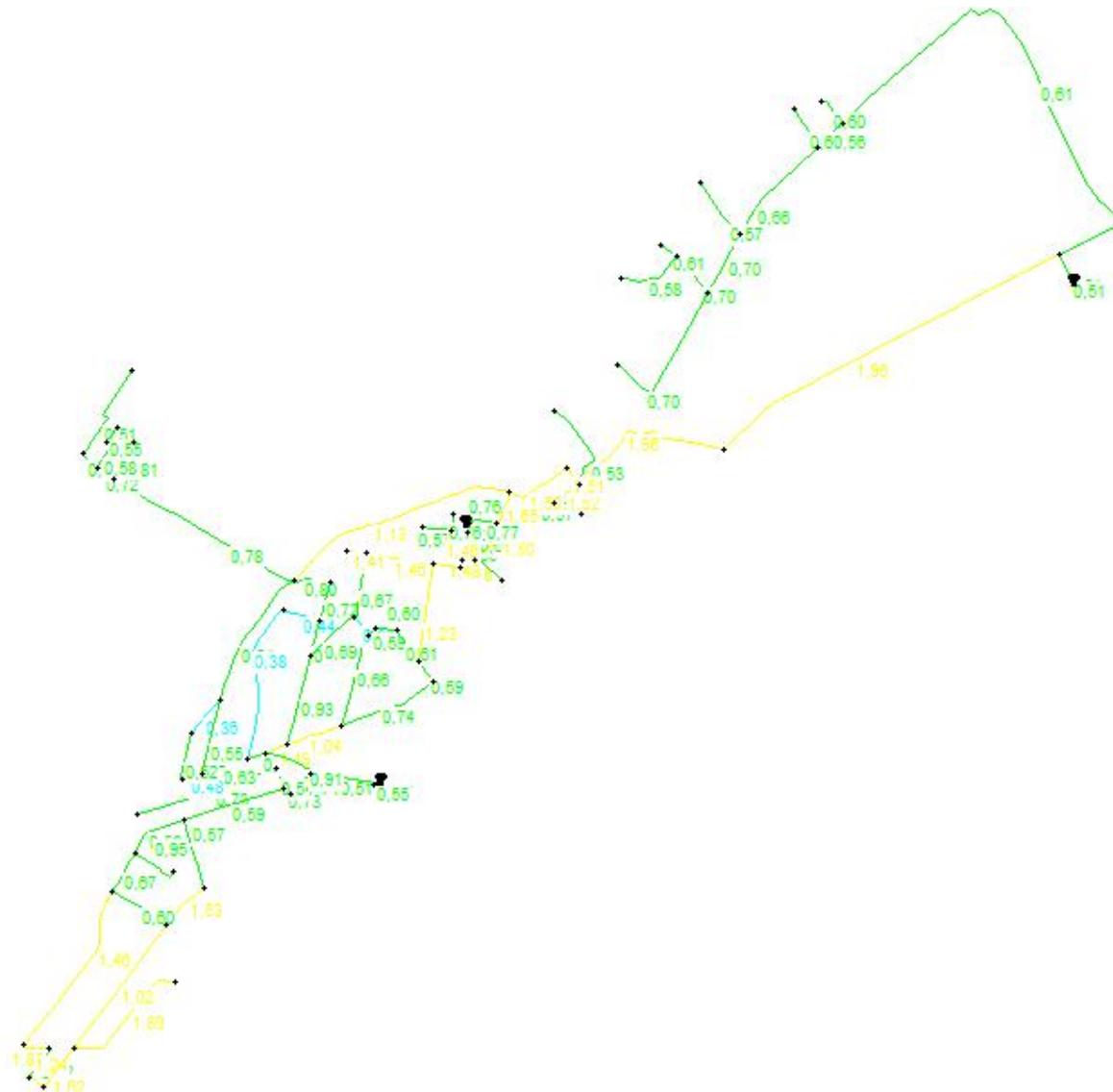
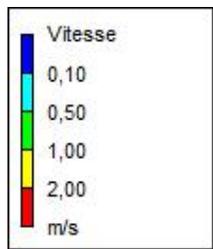


Figure 10 : répartition de la vitesse dans le réseau projeté

ANNEXE III

Les caractéristiques des conduites en PEHD

Tableau I : TUBE PEHD EAU POTABLE PN10 [14]

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	34.68	40.58
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	44.25	51.77
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	68.77	80.46
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	107.64	125.94
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	164.45	192.41
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	260.13	304.35
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	367.77	430.29
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	420.42	491.89
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	626.34	732.82
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	797.94	933.59
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 307.02	1 529.21
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	2 044.90	2 392.53
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	3 174.60	3 714.28
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	5 062.20	5 922.77
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	8 122.40	9 503.21
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	12 066.60	14 117.92
11 007 6301	Tube PEHD	630	37.4	PE 100	10 Bars	19 110.00	22 358.70

Tableau II : TUBE PEHD EAU POTABLE PN16 [14]

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39.47	46.18
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62.79	73.46
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98.67	115.44
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152.49	178.41
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236.21	276.37
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376.74	440.79
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529.23	619.20
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614.90	719.43
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912.34	1 067.44
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 181.18	1 381.98
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 930.50	2 258.69
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3 031.60	3 546.97
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 690.40	5 487.77
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7 436.00	8 700.12
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12 012.00	14 054.04
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881.50	20 921.36
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	28 392.00	33 218.64

