

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 du réseau d'alimentation en eau potable de la ville
de Grarem-Gouga (w. Mila).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-10

APA Citation (توثيق APA):

Maamar, Samir (2010). Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la
ville de Grarem-Gouga (w. Mila)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

THEME

**Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la
ville de GRAREM GOUGA (W. MILA)**

Présenté par :

M^r : MAAMAR SAMIR

Promoteur :

M^r : A.AMMARI

Devant le jury composé de :

Président : M^r O. KHODJET-KESBA

Examineurs : M^{me} K. ZERHOUNI

M^{me} L. TAFAT

M^r M.S. BENHAFID

M^r A.AYADI

M^r B.BOUTAHRAOUI

juin 2010

ملخص:

الدراسة التي قمنا بها تهدف إلى تشخيص نظام التزويد بالمياه/الصالحه للشرب لمدينة القرام قوقة ، أعطينا في أول الأمر نظرة عامة على الوضعية الحالية لمختلف المصادر المائية و منشآت التخزين، ثم انتقلنا إلى تقييم احتياجات السكان للمياه حتى سنة 2035. قمنا بالبحث على مشاكل نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب و اقتراح الحلول اللازمة لهذه المشاكل، كما ذكرنا أيضا طرق التسيير و عمليات المراقبة و التصليح التي تجرى على منشآت الري.

Résume :

Notre étude consiste à établir un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de Grarem Gouga. on donné en premier lieu un aperçu général sur la situation actuel de toute la chaîne de distribution du réseau d'alimentation en eau potable. Ensuite l'estimation des besoins en eaux de la population de Grarem Gouga jusqu'à l'année 2035. J'ai détecté les défaillances du système d'alimentation en eau potable et proposé des solutions.

On a cité aussi les notions de gestion, d'exploitation et les opérations de contrôle et d'entretien effectués sur tous les ouvrages hydrauliques.

Abstract

Our study consists in establishing a diagnosis of the water supply system of the city of Grarem Gouga; we have given, firstly, a general overview on the actual situation of any distribution chain water supply network. After we have estimated the Grarem Gouga inhabitants' needs of water for the year 2035. we have found some problems of the drinking water network so we proposed solutions.

I quote also the concepts of management, exploitation operations check and maintenance to carry out on all the hydraulic structures.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction	1
I- Situation géographique.....	1
II- Situation topographique	1
III- Situation climatologique	2
III-1- Climat	2
III-2- Température	2
III-3- Pluviométrie	2
III-4- Vent	2
IV- Situation hydrologique et hydrogéologique	3
V- Ressource mobilisées	3
VI- Ressources souterraines.....	4
V11- Ressources superficielles	5
VI11- Le réseau d'AEP de Grarem Gouga par les chiffres.....	5
VI11-1- méthodologie et Procédure.....	5
VI11-2- Statistiques sur le réseau.....	5
VI11-3- Classement des conduites dans notre réseau.....	10
VI11-3-1- Classement des conduites selon leur nature et leur diamètre	10
VI11-4-Réseau d'adduction	13
Conclusion	14

CHAPITRE II

LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Introduction.....	15
I- L'évolution de la population :	15
I-1- prévision de la population	15
I-2-prévision de la population aux horizons d'études	16
II- L'évaluation des débits.....	16
II-1- Généralité	16
II-2- Consommation unitaire et choix de la dotation.....	16
II-3- Evaluation de nombres d'habitants a l'état actuel.....	16
II-4- Calcul du débit moyen journalier (2009).....	17
II-5- Besoins en eau des différents usagers.....	17

III- Variation des débits de consommation dans le temps.....	18
III-1- Coefficient d'irrégularité.....	18
III-1-1- Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)	18
III-1-2- Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$).....	18
III-2- Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$).....	19
III-3- Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$).....	19
III-4- Détermination des débits journaliers.....	20
III-4-1- Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	20
III-4-2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	20
III-5- Débit moyen horaire.....	21
III-6- Détermination du débit maximum horaire.....	21
IV- L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	21
V- Estimation de la population a l'horizon 2035.....	25
V-1- Calcul des besoins en eau.....	25
V-2- Détermination des débits journaliers.....	26
V-2-1- Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	26
V-2-2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	26
V-3- Détermination des débits horaires.....	26
V-3-1- Débit moyen horaire.....	26
V-3-2- Débit maximum horaire.....	26
Conclusion.....	29

CHAPITRE III
LES RESERVOIRS

Introduction	30
I- Rôle des réservoirs	30
II- Emplacement des réservoirs	30
III- Principe de fonctionnement :.....	30
III.1- Fonctions techniques d'un réservoir.....	31
III.2- Fonctions économiques d'un réservoir.....	31
III.3- Classifications des réservoirs.....	31
III.3. 1- Classification selon le matériau de construction.....	31
III.3.2- Classification selon la situation des lieux	31
III.3. 3 - Classification selon l'usage	31
III.3.4- Classification selon des considérations esthétiques	32

III.3.5- Classification selon la forme géométrique	32
III.3 .6- Choix du type de réservoir	32
IV- Equipement du réservoir.....	32
IV-1- Conduite d'arriver ou d'alimentation.....	33
IV-2- Conduite de départ ou de distribution.....	33
IV-3- Conduite de trop-plein.....	34
IV-4- Conduite de décharge ou de vidange	34
IV-5- Conduite by-pass	34
IV-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie	34
V- Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant.....	35
VI- Détermination de la capacité du réservoir.....	36
VI-1- Principe de calcul.....	36
VI-2- Comparaison entre le volume calculé et le volume existant.....	36
a- Le volume utile pour l'état actuel.....	38
b- Le volume utile pour l'horizon 2035.....	38
Conclusion.....	38

CHAPITRE IV

SIMULATION DU RESEAU A L'ETAT ACTUEL

Introduction	39
I- Type du système de distribution existant.....	39
II- Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	39
II-1- Détermination des débits.....	39
a. Cas de pointe.....	39
b. Cas de pointe+ incendie.....	50
II-2 Résultats de la simulation.....	56
a. Cas de pointe	56
b. Cas de pointe+ incendie.....	66
Conclusion.....	73

CHAPITRE V

CONSTATE ET REHABILITATION A L'ETAT 2010

Introduction	74
I. Constatation.....	74
a- Cas de pointe	74
b-Cas de pointe et incendie.....	80
II- Effets des fortes pressions	83

II-1- Pression et pertes d'eau.....	83
II.2-Pression et fréquence des casses.....	83
III- Proposition des solutions.....	84
III.1. Le rôle de la réducteur et stabilisateur de pression.....	85
III.2. Modulation et régulation de la pression.....	85
IV- Simulation du réseau après proposition des solutions.....	87
IV -1- cas de pointe.....	87
Conclusion.....	92

CHAPITRE VI

SIMULATION DU RESEAU A L'HORIZON 2035

Introduction.....	93
I- Les types de réseaux.....	93
I-1- Réseaux maillés.....	93
I-2- Réseaux ramifiés.....	94
I-3- Réseaux étagés.....	94
II- Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2035.....	94
II-1- choix du matériau	94
II- 2-détermination des diamètres.....	95
II- 3- Détermination des débits.....	99
a. Cas de pointe.....	99
II-4- Résultats de la simulation de l'horizon 2035.....	106
a. Cas de pointe.....	106
b. Cas de pointe + incendie.....	113
Conclusion.....	118

CHAPITRE VII

POSE DE CANALISATION

Introduction:.....	119
I- Différentes poses de la canalisation.....	119
I-1- Pose en terre.....	119
I-1-1- Exécution et aménagement de la tranchée.....	119
I-1-2- Pose de la conduite.....	121
I-1-3- Remplissage.....	122
I-1-4- Essai hydraulique.....	122

I-1-5- Remblayage.....	123
II- Franchissement des points spéciaux.....	123
II-1-Traversée de route.....	123
II-2- Traversée de rivière.....	124
II-3- Butées.....	124
III- Équipement du réseau de distribution.....	125
III-1- Type de canalisation.....	125
III-2- Appareils et accessoires du réseau.....	125

CHAPITRE VIII

PROTECTION EST SECURITE DE TRAVAIL

Introduction	126
I- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	126
I.1.Facteurs humain	126
I.2.Facteurs matériel	126
I.3. Liste des conditions dangereuses	127
I.4.Liste des actions dangereuses.....	127
II- Mesure préventives pour éviter les causes des accidents.....	127
II-1- Protection individuelle	127
II-2- Autres protections.....	128
II.3.Protection collective.....	128
a- Engins de levage.....	128
b- Appareillages électriques.....	128
Conclusion.....	128

CHAPITRE XI

GESTION ET SUIVI DU RESEAU

Introduction.....	129
I- But de la gestion	129
II- Gestion et exploitation des ouvrages de stockage	129
II-1- Equipements du réservoir	129
II.2.Aspects liés à l'exploitation des réservoirs	130
II.2.1. Contrôle hebdomadaire	131
II.2.2.Contrôle semestriel	131
II.2.3. Nettoyage	131
III- Gestion et exploitation des réseaux.....	131
III .1 /Procédés de réhabilitation des canalisations	131

III .1 .1 /Réhabilitation des réseaux.....	131
III .1 .2 /Techniques de réhabilitation.....	131
III.2 /Les actions de réduction des pertes d'eau.....	132
III.2.1/Détections des fuites	132
A. Enregistreurs de bruit	132
A.1. Configuration opérationnelle.....	133
A.2. Les étapes de la pré-localisation.....	133
A.3. Mise en place sur le terrain.....	134
B .La détection acoustique.....	134
B.1. Les appareils à amplification mécanique.....	135
B.2.Les appareils s à amplification électronique.....	135
C. Le gaz traceur.....	136
III.2.2/ Le comptage	136
III.3/Rendement des réseaux.....	136
III.4/ La lutte contre le vieillissement des conduites.....	137
Conclusion.....	137

Conclusion générale

LISTE DES FIGURES

	Pages
Fig. I.1 : Situation géographique	1
Fig. I. 2 : Pourcentage selon la nature des conduites.....	12
Fig. I. 3 : Linéaire en fonction de la nature des conduites (m).....	13
Fig. I.4 : Linéaire en fonction du diamètre des conduites (m).....	24
Fig. II . 1 : Graphique de consommation.....	24
Fig. II. 2 : Courbe intégrale.....	28
Fig. II. 3 : Graphique de consommation totale.....	28
Fig. II .4 : Courbe intégrale.....	33
Fig. III.1 : conduite d'arrivée.....	33
Fig. III.2 : conduite de distribution.....	34
Fig. III.3 : conduite de trop-plein et de vidange.....	34
Fig.III.4 : conduite de by-pass	35
Fig.III.5 : matérialisation de la réserve d'incendie.....	74
Fig. V .1. Courbe de Distribution de Pressions.....	76
Fig. V .2: Simulation avant modulation (heure creuse (00 :00)).....	77
Fig. V .3: Simulation avant modulation (heure de pointe (12 :00)).....	78
Fig. V.4. Courbe de Distribution de vitesse.....	79
Fig. V.5: Vitesses inférieures à 0,3 m/s (en bleu).....	80
Fig. V. 6. Courbe de Distribution de Pression (cas de pointe et incendie).....	80
Fig. V. 7. Courbe de Distribution de vitesse (cas de pointe et incendie).....	82
Fig. V.8 : Simulation avant modulation (heure de pointe et incendie (12 :00)).....	83
Fig. V.9 : Relation entre débit de nuit et pression de service.....	84
Fig. V.10 : pourcentage des cassures en fonction de la pression de nuit.....	86
Fig. V.11 : Modulation et régulation de la pression.....	87
Fig. V. 12. Courbe de Distribution de Pressions (cas de pointe).....	88
Fig. V. 13: Nœuds et arcs du réseau Avec réduction de pression.....	91
Fig. V. 14. Courbe de Distribution de vitesse(cas de pointe).....	110
Fig. VI.1: variations des pressions mis en réseau calculés.....	110

Fig.VII.1 : Différents lits de pose.....	121
Fig.VII.2 : Pose de la conduite dans la tranchée.....	122
Fig.VII.3 : Essai hydraulique.....	123
Fig.VII.4 : Traverse de la rivière.....	124
Fig.VII.5 : Butée sur un coude vertical.....	125
Fig.VII.6 : Butée sur un coude horizontale	125
Fig.VII.7 : Butée sur un branchement.....	125
Fig. IX.1: L'emplacement d'un enregistreur de bruits.....	133
Fig. IX.2: Appareils enregistreurs de bruits.....	134
Fig. IX.3: Les appareils à amplification mécanique.....	135
Fig.IX.4: Les appareils à amplification électronique.....	135
Fig. IX.5: Principe de fonctionnement d'un Gaz traceur.....	136

LISTE DES TABLEAUX

Pages

Tableau I.1 : Précipitation maximale mensuelles	2
Tableau I.2 : les vitesses du vent au cours de l'année	2
Tableau I.3 : le stockage et leur capacité	4
Tableau I.4 : Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existants	6
Tableau I.5 : détail sur le patrimoine linéaire du réseau de distribution d'AEP	11
Tableau I.6 : Réseau d'adduction gravitaire de la ville de Grarem Gouga	13
Tableau I.7 : Réseau d'adduction par refoulement de la ville de Grarem Gouga	14
Tableau II.1 : Evolution de la population	15
Tableau II.2 : La population de Grarem Gouga pour différents horizons	14
Tableau II.3: Débit moyen des différents consommateurs	17
Tableau II.4 : variation du coefficient β_{\max}	19
Tableau II.5 : variation du coefficient β_{\min}	20
Tableau II.6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	22
Tableau II.7 : Variation des débits horaires (2010)	23
Tableau II.8 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2035)	25
Tableau II.9 : Variation des débits horaires (2035)	27
Tableau III.1 : Les caractéristiques de la bache d'eau	35
Tableau III.2 : Les caractéristiques du réservoir de cité Madi	35
Tableau III.3 : Les caractéristiques du réservoir de Cité Bousbia	36
Tableau III.4 : Calcul de la capacité de réservoir	37
Tableau IV.1 : détermination des débits route	40
Tableau IV.2 : détermination des débits aux nœuds	44
Tableau IV.3 : détermination des débits aux nœuds	50
Tableau IV.4 : Vitesse et perte de charge dans le réseau	56
Tableau IV.5 : Charge et pression dans le réseau	62
Tableau IV.6 : Vitesse et perte de charge dans le réseau	66
Tableau IV.7 : Charges et pressions dans le réseau existant	70
Tableau V.1 réducteur et stabilisateur de pression installer	84
Tableau V.2 : Les pressions après les changements	89
Tableau VI.1 : Liste des diamètres projetés	96
Tableau VI.2 : détermination des débits route	100

Tableau VI.3 : Détermination des débits aux nœuds	102
Tableau VI.4 : vitesse et perte de charge dans le réseau projeté	106
Tableau VI.5 : charges et pressions dans le réseau projeté	108
Tableau VI.6 : Vitesse et perte de charge dans le réseau	113
Tableau VI.7 : Charges et pressions dans le réseau	115
Tableau VII.1 : Choix du coefficient du talus	120
Tableau IX.1 : Equipements du réservoir	129
Tableau IX.2 : Distances entre les enregistreurs	134

Introduction générale

L'eau dans notre jour est considérée comme un paramètre de classification des pays et le degré de confort des peuples, mais aussi il est considéré comme une apparence d'indépendance des pays. De ce point, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devienne de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion de cette richesse, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable là où des grandes quantités sont perdues par le réseau lui-même ou par les consommateurs.

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilité avec une pression et quantité suffisante.

L'eau potable est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Elles sont en fonte grise ou ductile, en amiante-ciment, en PVC, etc... Avec le temps, les canalisations commencent à vieillir alors les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade donc les pertes d'eau et les casses augmentent.

Les casses peuvent provoquer des dégâts spectaculaires et sont généralement enregistrées dans des bases de données. Leur augmentation est un bon critère de vieillissement lié aux caractéristiques des canalisations et de leur environnement.

Les villes d'Algérie souffrent de l'absence de l'eau dans les robinets que ce soit pour la région sud qui a un climat aride ou la région nord qui a un climat pluvieux.

La ville de Grarem Gouga est l'une de ces villes qui souffre de l'insuffisance de l'eau, mais pourquoi n'y a-t-il pas d'eau chez les abonnés dans cette ville sachant que le système d'alimentation possède tous les ouvrages nécessaires. La question mérite d'être posée, et pour répondre sur elle une étude de diagnostic doit se faire pour faire apparaître les anomalies et les problèmes dans le système d'AEP, puis propose des solutions aptes à être appliquées pour améliorer la desserte en eau et en fin examiner l'état futur du réseau avec la conception actuelle et voir est-ce que le système est capable de satisfaire les besoins de la ville et jusqu'à quel point.

Introduction :

L’objet de la première phase est la collecte des plans existants, des informations sur le réseau d’alimentation en eau potable et sa reconnaissance sur le terrain en collaboration avec les services technico-administratifs en d’autres termes c’est la collecte des données auprès des services citées ci-dessous:

D H W de MILA

ADE de MILA

Subdivision de l’hydraulique de la ville GRAREM GOUGA

I- Situation géographique :

la commune se situe à cheval entre les massifs telliens au Nord et les piedmonts au Sud sur la R.N 27 reliant Constantine Jijel et distance de Constantine 47 Km et de Mila 15 Km . Son territoire a une superficie de 139,07 Km2,. Le cadre géologique est marqué au Nord par la dorsale calcaire du M’cid Aicha dan le territoire de la commune de Hamala et par le massif greseux de la forêt des Mouias au Nord Est, au Sud par l’oued rhumel et l’ouest par l’oued El Kbir constitué par Oued endja et Oued rhumel l’altitude moyen du centre de Grarem Gouga est de 300 m. la commune de Grarem Gouga a été promue de rang de chef lieu de daïra depuis la réorganisation du territoire national de 1984m qui est composée de 06 six communes; Grarem Gouga chef lieu de daïra . Hamala, Chigara, sidi merouane, Ain Tinn et Sidi Khelifa. Elle dépend admirativement de la Wilaya de Mila .

II- Situation topographique :

le site de la commune et un versant de vallée de dénivellation importante, les deux point côtés extrêmes, (base vallée du Oued Rhumel est de 173 m et le sommet du Djebel Sidi Dris au Nord est 1283m ce qui nous donne une dénivelée de 1110 m sur une distance moyenne de 7Km.

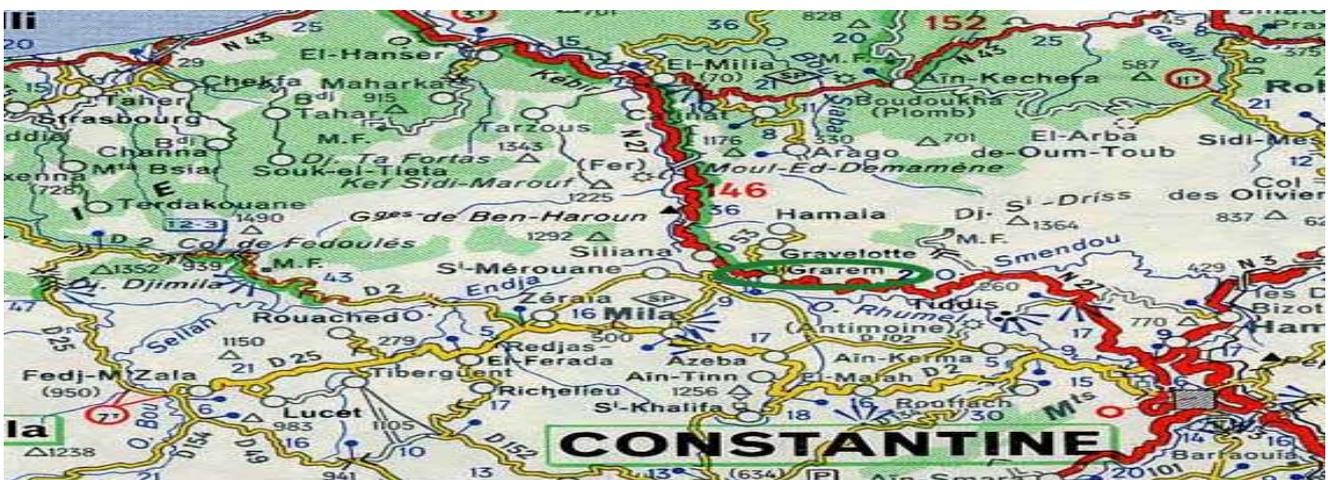


Fig. I.1 : Situation géographique

III- Situation climatologique :

III-1- Le Climat :

La commune de Grarem Gouga fait partie de domaines bioclimatiques subhumides et humides. les précipitations sont importantes mais irrégulièrement réparties à travers l’espace de la commune et le temps. Il tombe plus de 900 mm de pluie par an sur les reliefs montagneux, et moins de 500 mm au niveau de la plaine.

III-2- La Température :

En ce qui concerne les températures, le minimum moyen est de 3° c’est à dire que la douceur du climat vient du fait de la situation de bassin intramontagnard dans une zone sabellienne où l’influence de la mer n’est pas à exclure et ce malgré la barrière montagneuse du tell

III-3- La Pluviométrie

Les données pluviométriques sur la région indiquent que les précipitations annuelles peuvent atteindre 900 à 1000 mm par an.

Les précipitations moyennes mensuelles de la station de Grarem sont représentées dans le tableau I.1.

Tableau I.1 : Précipitation maximale mensuelles (station de Hamala -Grarem)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
Pluv. Moy (mm)	29.5	53.25	62.85	131.08	122.2	92.09	59.6	63.6	35.07	19.03	22.2	11.3

III-4- Le Vents :

Les vents, la dominance des vents en hiver est Nord-Ouest et en été c’est le Sud – Est le siroco souffle surtout aux mois de juillet et Aout et depuis jusqu’à Septembre en moyenne 25 jours par an.

La vitesse des vents au cours de l’année (en m/s) est représentée dans le tableau I.2

Tableau I.2 : La vitesse du vent au cours de l’année (station de Hamala -Grarem)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V (m/s)	3,2	3,2	3,4	2,8	2,6	2,8	2,4	2,5	2,7	2,8	3,4	3,0

IV- Situation hydrologique et hydrogéologique

La vallée de l'oued Rhumel, a un relief d'une forme géomorphologique chahutée et relativement accidentée, les pentes sont stables à l'état naturel, ainsi que des possibilités d'écoulement des eaux (dépressions).

Au nord et au Sud de Grarem ; les pentes sont douces à légèrement inclinées.

Les surfaces situées au Sud de la route national Constantine-Mila présentent une alternance de grès fins de marnes sableuses, recouverte d'une couche marneuse plus ou moins épaisse, on peut également y construire à condition qu'on respecte les pentes, et qu'on s'éloigne des surfaces qui pourrait occasionner les glissements .

Les pentes des bombements éloignées des oueds , sont douces à moyennement forte, et on peut bien les utiliser pour des constructions en gradins éloignés les terrassements seront peu à moyennement onéreux, selon les pentes et la profondeur des roches dures. les escarpements, les abrupts et les rochers sont inutilisables.

Le réseau hydrographique est assez dense, le sens de l'écoulement des eaux est Nord - Sud tous les oueds déversent leur eaux dans le Rhumel qui joue, le rôle de collecteur drainant la vallée d'Est en Ouest jusqu'au point de confluence avec l'oued Endja pour donner naissance à l'oued El Kebir qui change totalement de direction;et,figure,carrément,vers,le,Nord .

Les sources sont nombreuses mais leur débit est faible surtout en période d'étiage ou un grand nombre taut les plus importantes sont Ain el Oussaf Ain Gamra et bedis leur débit tourne autour de 15 l/s

Les terrains quaternaires sont bien développés au Sud d'el – Grarem est représentés par des alluvions anciennes, actuelles et récentes.

Les terrains sur lesquels reposent le village et ses environs, sont d'âge miocène . Ils englobent plusieurs types de formations, mais c'est le faciès detritique (grés et conglomérats) qui dominé largement .

Les terrains tertiaires et crétaqué, sont probablement absents dans la région, et il faut se déplacer plus à l'ouest (à l'ouest de sidi Merouane) pour les retrouver le trias est également, à l'exception probable de quelques petits affleurements .

V- Ressources mobilisées :

Le réseau d'eau potable de la ville de Grarem dessert 6459 habitants au 31decembre 2008. sont linaires est de 111Km .

La totalité du réseau est alimentée par 3 ressources :

- ❖ Forage et source de Huima
- ❖ Les source de Ain Gamra et EL Badsî
- ❖ Station de traitement de Ain tin alimenté par le barrage de Béni Haroun

Le réseau est composé d'un site de stokage et 2 de station de refoulement.

l'alimentation de tout le réseau de la ville de Grarem se fait à partir d'un même site de stockage composé de 3ouvrage est représentée dans le tableau I.3:

Tableau I.3 :le stockage et leur capacité

stokage	Capacité (m ³)
Bâche	2000
Reservoir1	1000
Reservoir2	350
STOKAGE TOTALE	3350

V1- Ressources souterraines:

L'ensemble des adductions de Grarem convergent ver un seul site de stokage .Les adduction sont constituées comme suite :

L'adduction des sources El Badsî acheminent l'eau gravitairement par vers la station de reprise de Sibari .De cette station on refoule vers le réservoir de Lachoucha pour en suite rejoindre par gravité le réservoir principale de distribution de Grarem il s'agit de 2petites sources fournissant chacune un débit de l'ordre de 10 à 15 l/s .variable voire très variable dans le temps.

La station de pompage de Sibari a été construite en 1979 elle est alimentée par une bâche accolée au bâtiment de pompage

le refoulement se fait vers le réservoir de 2 *1000 M³ de Lachoucha qui dessert graviter ment les réservoirs de Grarem.

L'adduction des sources de Ain Gamra assurent l'acheminement de l'eau par gravitaire jusqu' 'au réservoir de distribution principale de Grarem . notons l'existence d'un piquage peuvent alimenter en route le réservoir SAFSAFA.

La 3^{ème} adduction achemine l'eau du forage et de la source de Huima jusqu' 'au site de stockage de Grarem . Le forage refoule directement au réservoir de Huima tandis que la captage de la source alimente

une petite station de reprise qui à son tour refoule l'eau jusqu' 'au réservoir de Huima .le forage et la source na sont jamais utilisés simultanément le mise en route du forage provoquerait l'assèchement de la source la station de Huima a été mise en service en 2004 elle comporte une bache enterrée au dessus de laquelle se trouve la locale de pompage

Le locale renferme également un ballon anti béliet de 500 l et un système d'injection de chlore.

La station fonctionne 20 /24 heure et refoule vers un réservoir en amont point de départ d'une ligne d'adduction par gravité vers Grarem

La production de chaque source est en moyen de :

Adduction El Badsi de 500à 1200 m³ /jour

Adduction Ain Gemra de 300à 1000 m³ /jour

Adduction Huima de 800à 1300 m³ /jour

La situation décrite ci-dessus correspond à celle qui prévalait en 2007 avant la mise en service du système d'adduction alimenté par le barrage de Béni Haroun via la station de traitement de Ain tinn

V11- Ressources superficielles :

La mise en service en 2008 du nouveau système d'adduction depuis la station de traitement de Ain tinn dont une de branches alimente le ville de Grarem en livrent l'eau au nouveau réservoir dit des ((CHINOIS)) constitué la station pour couvrir les besoin a moyen et a long terme .

La capacité de la nouvelle adduction reste pour la moment partiellement utilisée en raison du mauvais état du système de distribution .des prélèvements plus importants contribueraient à alimenter les fuites.

VII1- Le réseau d'AEP de Grarem par les chiffres :

VII1-1- Méthodologie et Procédure:

Sur le réseau de Grarem le bureau d'étude n'a fait aucun mise à jour .le bureau d'étude a pris l'initiative de réaliser directement un levé topographique en simultané avec les levés du fond de plan.

VII1-2- Statistiques sur le réseau :

Il y a au total 143 conduites dans les réseaux d'AEP de Grarem Gouga, l'analyse de l'état physique des conduites sur le réseau de la ville de Grarem Gouga, se feront donc sur la base de l'échantillon des 143 conduites, cet échantillon représente un linéaire de 9030,84 m.

Les caractéristiques du réseau sont représentées sous forme de tableau :

Tableau I.4: Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existants:

N°	Tronçons	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
1	R ₃ _1	400	CIM	25
2	1_2	400	CIM	101,5
3	1_3	300	A	25
4	3_4	300	CIM	20
5	4_5	90	A G	83,22
6	2_6	250	CIM	58,6
7	5_7	250	CIM	15
8	6_65	200	CIM	15
9	65_8	200	CIM	65
10	65_9	80	A G	76
11	9_10	150	CIM	25
12	8_10	150	CIM	114,86
13	6_64	250	CIM	66,65
14	64_11	250	F	97,2
15	11_12	150	CIM	25
16	12_13	110	A G	33
17	12_14	150	CIM	107
18	14_15	110	A G	40
19	14_16	150	CIM	159,33
20	16_17	110	A G	40,3
21	16_63	125	A	26,4
22	63_18	150	PEHD	60
23	63_18	60	A G	109,31
24	18_19	150	PEHD	110,75
25	19_20	150	A	187,74
26	20_67	150	CIM	57,53
27	67_21	150	CIM	64
28	67_68	80	A G	77,02
29	21_68	150	CIM	53
30	22_68	150	CIM	26
31	22_23	125	A	64,5

Suite du Tableau I.4:

N°	Tronçons	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
32	23_24	250	A	55,22
33	25_26	150	CIM	39
34	25_27	150	A	97
35	27_28	125	A	20
36	28_29	125	A	15
37	28_30	80	A G	58
38	26_30	150	CIM	50
39	30_31	150	CIM	74,5
40	31_32	150	CIM	57,28
41	29_32	125	A	40
42	32_33	125	A G	45,33
43	33_34	250	CIM	25
44	34_35	250	CIM	37
45	35_36	250	CIM	66,5
46	33_76	125	A	68,3
47	34_76	60	A G	66,6
48	39_76	125	A	15
49	39_38	110	A	20
50	38_37	110	A	54
51	37_70	110	A	31
52	31_70	125	A	96,25
53	37_40	110	A	20
54	40_61	110	A G	77,32
55	39_41	125	A	98,13
56	41_34	100	A	106,32
57	41_42	125	A	235,04
58	42_43	125	A	207,2
59	42_62	110	A G	50
60	43_44	200	A	67,44
61	44_45	150	CIM	30,45
62	45_46	80	A G	62
63	46_47	250	CIM	40

Suite du Tableau I.4:

N°	Tronçons	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
64	47_48	250	CIM	98,5
65	47_49	80	A G	15
66	49_75	80	A G	65,4
67	75_50	90	CIM	63,35
68	50_51	90	PEHD	78,9
69	51_52	63	PEHD	137,88
70	51_52	90	PEHD	76,16
71	52_53	63	PEHD	47,03
72	53_54	75	PEHD	73,1
73	54_55	90	PEHD	116,82
74	55_49	80	A G	154,44
75	36_57	200	CIM	78,7
76	57_58	200	CIM	84,83
77	58_4	300	CIM	68,61
78	48_59	250	CIM	45
79	59_77	90	PEHD	90
80	77_78	63	PEHD	33,22
81	59_79	90	A G	100
82	79_80	110	A G	38,14
83	3_59	250	CIM	52
84	57_60	200	A	65,7
85	60_9	200	A	50
86	26_71	110	A	33
87	23_69	110	PVC	76,25
88	69_81	110	PVC	162,12
89	81_82	60	A G	54
90	81_82	60	A G	62
91	82_83	110	A G	33
92	83_84	90	A G	20
93	84_85	60	A G	33
94	R2_73	110	A G	208
95	73_72	110	A G	56,8

Suite du Tableau I.4:

N°	Tronçons	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
96	R1_118	90	PEHD	96
97	7_112	150	A	58
98	60_113	80	A	56
99	64_111	90	A G	79
100	72_110	110	A G	40,1
101	72_109	90	A G	60,32
102	13_107	90	PVC	61,32
103	13_108	110	A G	60
104	15_106	90	A G	67,61
105	17_104	110	A G	80,38
106	17_105	90	A G	100,03
107	16_103	63	PEHD	121
108	20_102	63	PEHD	158,8
109	21_101	63	PEHD	99,54
110	73_100	90	A G	241,15
111	69_89	90	A G	46
112	71_90	60	A G	62
113	83_88	60	A G	42
114	84_87	49	A G	66,5
115	85_86	49	A G	40
116	71_91	110	A	204,41
117	32_97	125	A G	52
118	70_95	110	A	31
119	61_92	60	A G	38
120	61_93	60	A G	90
121	40_94	110	A	73,8
122	38_96	90	A	67,2
123	62_98	110	A	45
124	62_99	60	A G	46
125	80_116	60	A G	40

Suite du Tableau I.4:

N°	Tronçons	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
126	80_115	49	A G	39,4
127	79_114	49	A G	36
128	78_117	50	PEHD	53,54
129	66_8	200	CIM	29
130	66_24	200	CIM	66
131	48_59	125	A	184
132	45_10	150	CIM	64
133	66_45	80	A G	138
134	43_46	200	CIM	33
135	36_27	200	CIM	68
136	29_35	90	A G	82
137	27_36	200	CIM	68
138	19_22	125	A	63,3
139	11_19	150	CIM	161
140	8_10	150	CIM	150
141	10_45	110	PVC	77
142	24_66	200	A	60
143	24_44	150	A	97

Avec :

A : acier , AG : acier galvanisé, F : fente; CIM :amiante ciment

VI11-3- Classement des conduites dans notre réseau :

VI11-3-1- Classement des conduites selon leur nature et leur diamètre :

Le réseau de Grarem est aussi cartographié sur le SIG Cart@jour qui nous a permis grâce aux requêtes de connaître avec exactitude. Le linéaire total du réseau qui est le suivant :

- ❖ 50864 ml de réseau de distribution comportant toute les diamètres variant entre DN44 et DN400
- ❖ 53543 ml de réseau d'adduction gravitaire avec des diamètres comprise entre DN90 et DN60
- ❖ 6618 ml de réseau de refoulement en DN150 et DN200

Le linéaire totale du patrimoine de la ville de Grarem s'élève à 111Km

Les détails sur les matériaux et les diamètres du réseau de distribution de la ville de Grarem sont repris dans le tableau ci- dessous :

Tableau I.5: détail sur le patrimoine linéaire du réseau de distribution d’AEP de la ville de Grarem (m):

Diamètre(mm)	acier	Acier gal	Amiante ciment	font	PEHD	PVC	total
44		1972					1927
49		5429					5429
50	84				1361	499	1944
60	490	8918					9408
63					3414		3414
75		246			249		495
80		1374					1374
90	634	6617			1685	209	9145
110	2552	1511	219			888	5169
125	2101	266					2367
150	1869		3480		374		5723
200	606		788				1393
250	219		1516	227			1962
300			688				688
400			381				381
total	8554	26334	7071	227	7083	1596	50864

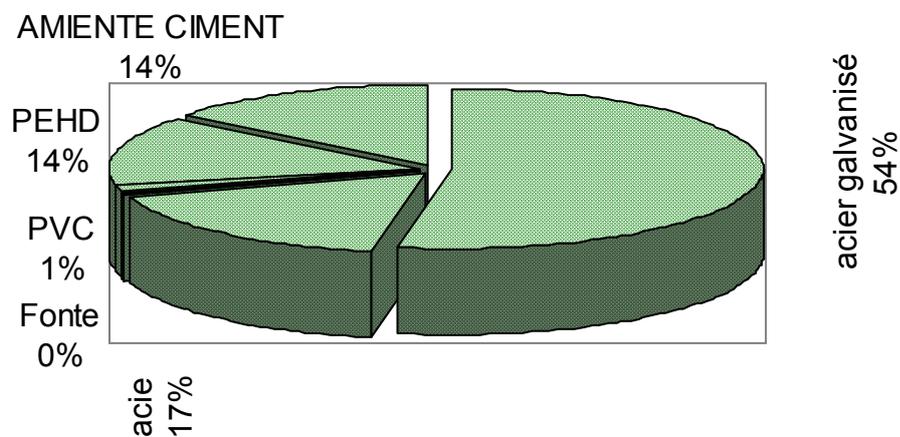


Fig. I. 2 : Pourcentage selon la nature des conduites.

Le linéaire de chaque matériau est représenté sur la figure .I. 3

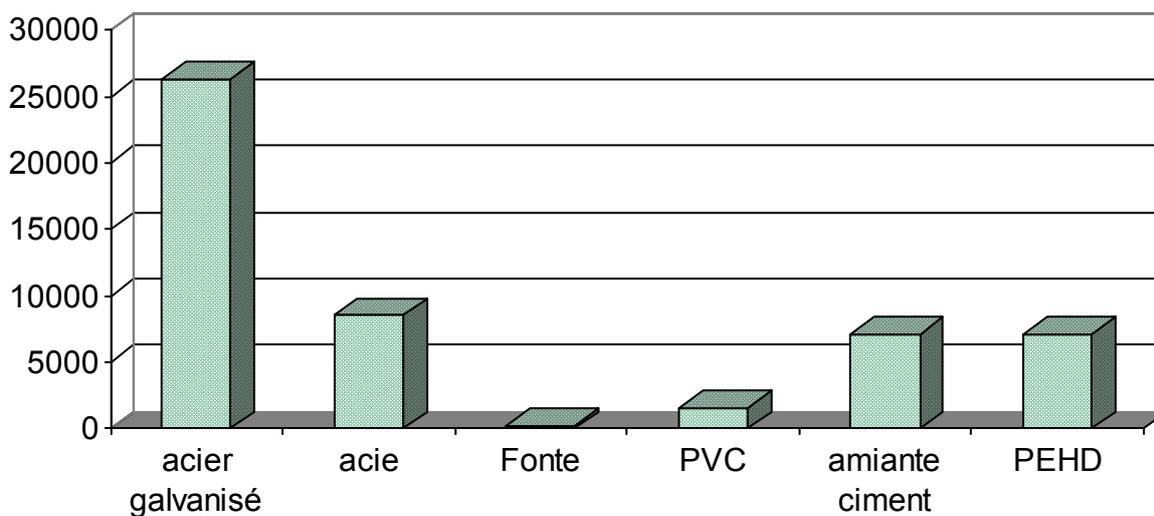


Fig. I. 3 : Linéaire en fonction de la nature des conduites (m).

Pour mieux imaginer la structure de notre réseau nous avons bien voulu le structurer sous forme de camembert et cela en pourcentage selon le diamètre.

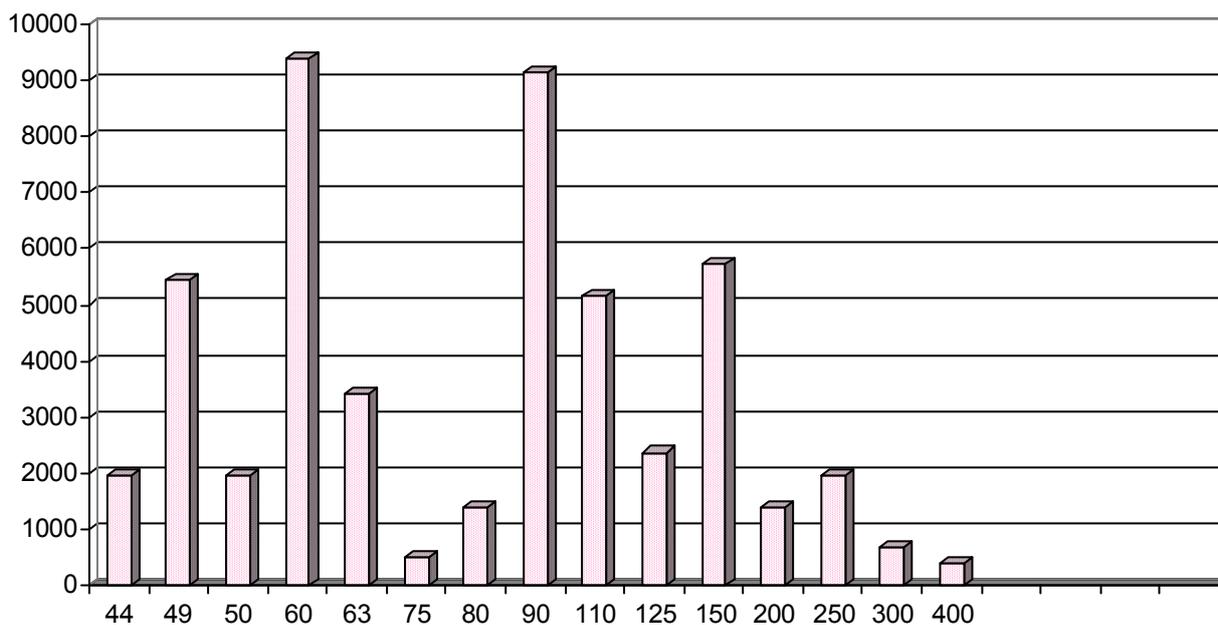


Fig. I.4: Linéaire en fonction du diamètre des conduites (m).

Le réseau de Grarem est constitué principalement de conduite de diamètre 60mm et 90mm avec un linéaire de 9Km par diamètre

VIII-4-Réseau d’adduction :

Les détails physiques sur les ligne d’adduction de la ville de Grarem sont synthétisées dans le tableau ci- dessous :

Tableau I.6: Réseau d’adduction gravitaire de la ville de Grarem Gouga :

Diamètre(mm)	acier	Acier gal	font	PEHD	PVC	total
90		784				784
110		2304		705		3008
200	14720		13687	1737	4687	34830
250	1141					1141
350	4742					4742
500	8991					8991
600	46					46
SOUS TOTAL	29641	3087	13687	2442	4687	53543

Tableau I.7:Réseau d'adduction par refoulement de la ville de Grarem Gouga :

Diamètre(mm)	acier	font	PEHD	PVC	total
150	125				125
200	2195	2076	2222		6493
SOUSTOTAL	2320	2076	2222	4687	6618

Linéaire total des adductions = **60161m**

Conclusion :

L'objectif de ce diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état actuel du réseau et de ses différentes installations, aussi bien par des visites et relevés des lieux (collecte de documents, topographie, etc....) que par des moyens d'analyse informatique.

Dans l'ensemble des données recueillies, nous estimons que celles-ci sont suffisantes pour entamer :

- L'Etude de diagnostic des réseaux existants;
- L'Etude et conception du réseau d'AEP selon l'horizon qui nous a été fixé par la subdivision de l'Hydraulique de Grarem Gouga.

Introduction :

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

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

- ✓ La volonté politique des pouvoirs publics qui fixent pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs du secteur de l'alimentation en eau potable.
- ✓ des ressources en eau susceptibles d'être mobilisés pour satisfaire les besoins en eau domestiques (qualité et quantité) ...etc.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation postule la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite une relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

I- L'évolution de la population :

La population de la ville de Grarem Gouga, à l'instar de toutes les autres villes d'Algérie, est répartie en deux zones distinctes et qui sont le chef-lieu de la commune et la zone éparse.

I-1- Prévision de la population :

En ce qui concerne les prévisions pour le long terme, nous préconisons un taux d'accroissement moyen estimé à $T=2,6\%$, et une population stable au-delà de 2035 en raison de la saturation du périmètre d'étude et le caractère agricole de la région. Nous disposons comme donnée de base, le nombre de la population de 2008 qui est évalué à 6459 habitants

Tableau II.1: Evolution de la population source (APC de Mila)

Désignation	Commune de Grarem Gouga				
	1987	1998	2004	2005	2008
Nombre d'habitants	3789	5024	5860	6012	6459

I-2- Prévision de la population aux horizons d'études :

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

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

Avec :

P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : la population actuelle (2008).

τ : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population (0,026).

n : le nombre des années d'écart.

Nous allons donc résumer l'ensemble des résultats de calcul dans le tableau II.2.

Tableau II.2 : La population de Grarem Gouga pour différents horizons :

Désignation	Commune de Grarem Gouga							
	Années	2008		2010		2025		2035
Nombre d'habitants		6459	$\tau = 2,6\%$	6799	$\tau = 2,6\%$	9992	$\tau = 2,6\%$	12917

II- L'évaluation des débits :

II-1- Généralité :

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

II-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 wilaya de Mila, les besoins actuelles sont estimés a 180 l/j/hab. Toute fois pour les besoins futures de notre zone d'étude, ceux-ci sont croissants et peuvent atteindre jusqu'à 200 l/j/hab.

II-3- Evaluation de nombres d'habitants a l'état actuel :

L'évolution de la population en Algérie est déterminée par la relation (1)

$$P_{2010} = 6799 \text{ habitants}$$

II-4- Calcul du débit moyen journalier (2010):

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

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;

D_i : dotation journalière en l/j/hab.

N_i : nombre de consommateurs.

$$AN : Q_{moy,j} = \frac{180 \times 6799}{1000} = 1223,82 \text{ m}^3/j \quad \quad \quad Q_{moy,j} = 1223,8 \text{ m}^3/j$$

II-5- Besoins en eau des différents usagers :

Afin de répondre aux besoins de la population en matière d'alimentation en eau potable à moyen terme et plus longs termes, c'est à dire pour les horizons 2008 et 2035 et ainsi lui garantir un confort et un niveau de vie normalisés, nous utilisons une dotation de 200 l/j/hab. pour l'usage domestique, pour les deux horizons.

Tableau II.3: Débit moyen des différents consommateurs :

Nature des usagers	Désignation	Nombre	Année	Unité de base	Dotation moy, (l/j.hab)	Q_{moy} (m^3/j)
Habitants	Nombre d'Habitants	6799	2010	Habitant	180	1223,82
Hôpitaux	Capacité d'accueil	120	2010	lits	60	7,2
Ecole primaire	Capacité d'accueil	1775	2010	élèves	25	44,37
C E M	Capacité d'accueil	1080	2010	élèves	30	32,4
Lycée	Capacité d'accueil	900	2010	élèves	30	27
Mosquée	Nombre de fidèles	2500	2010	fidèles	25	62,5
Daïra	Nombre d'employés	40	2010	employés	25	1
A P C	Nombre d'employés	40	2010	employés	25	1

Algerie poste	Nombre d'employés	20	2010	employés	25	0,5
Gendarmerie	Nombre d'employés	400	2010	employés	25	10
C F P A	Capacité d'accueil	250	2010	élèves	30	7,5
B D L Banque	Capacité d'accueil	45	2010	employés	30	1,35
A D E	Capacité d'accueil	45	2010	employés	25	1,125
TOTAL(m ³ /j)						1419,8

III- Variation des débits de consommation dans le temps :

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

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

III-1- Coefficient d'irrégularité :

III-1-1- Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max,j}) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la semaine, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport : [3]

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

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

III-1-2- Coefficient d'irrégularité minimale (K_{min,j}) :

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

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

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

III-2- Coefficient maximum horaire (K_{max,h}) :

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

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

tel que :
$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (5)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

β_{max} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Le tableau II.4 nous donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.4 : variation du coefficient β_{max}

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

Pour notre cas on a un nombre d’habitants de 6799, alors :

$\beta_{max} = 1,3$

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

$K_{max,h} = 1,3 \times 1,3 = 1,7$

$K_{max,h} = 1,7$

III-3- Coefficient minimum horaire (K_{min,h})

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

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (6)$$

Avec :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Le tableau II.5 donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.5 : variation du coefficient β_{\min} :

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

$B_{\min h} = 0,30$

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

$K_{\min, h} = 0,30 \times 0,5 = 0,15$

$K_{\min, h} = 0,15$

III-4- Détermination des débits journaliers :

III-4-1- Consommation minimale journalière ($Q_{\min, j}$) :

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

$$Q_{\min, j} = K_{\min, j} \times Q_{\text{moy}, j} \quad (7)$$

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

D'où : $Q_{\min, j} = 0,8 \times 1419,8 = 1135,84 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{\min, j} = 1135,84 \text{ m}^3/\text{j}$

III-4-2- Consommation maximale journalière ($Q_{\max, j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage. [3]

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} \times Q_{\text{moy}, j} \quad (8)$$

Avec :

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

$Q_{\text{moy}, j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, donc :

$Q_{\max, j} = 1,2 \times 1419,8 = 1703,76 \text{ m}^3/\text{j}$

D'où :

$$Q_{\max, j} = 1703,76 \text{ m}^3/\text{j}$$

III-5- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

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

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

Donc : $Q_{\text{moy, h}} = \frac{1703,76}{24} = 71 \text{ m}^3/\text{h}.$

$$Q_{\text{moy, h}} = 71 \text{ m}^3/\text{h}$$

III-6- Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{\text{max, h}} = K_{\text{max, h}} \times Q_{\text{moy, h}} \quad (10)$$

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

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

On a donc :

$$Q_{\text{max, h}} = 1.7 \times 71 = 120,7 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max, h}} = 120,7 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{ou} \quad 33,53 \text{ l/s}$$

IV- L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

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

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition variant de moins de 10000 habitants pour l'année 2010 et de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2035.

Tableau II.6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants : [1]

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

Tableau II.7 : Variation des débits horaires (2010) :

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j} = 1703,76 \text{ m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	1	17,0376	1	17,0376
01-02	1	17,0376	2	34,0752
02-03	1	17,0376	3	51,1128
03-04	1	17,0376	4	68,1504
04-05	2	34,0752	6	102,2256
05-06	3	51,1128	9	153,3384
06-07	5	85,1880	14	238,5264
07-08	6,5	110,7444	20,5	349,2708
08-09	6,5	110,7444	27	460,0152
09-10	5,5	93,7068	32,5	553,7220
10-11	4,5	76,6692	37	630,3912
11-12	5,5	93,7068	42,5	724,0980
12-13	7	119,2632	49,5	843,3612
13-14	7	119,2632	56,5	962,6244
14-15	5,5	93,7068	62	1056,3312
15-16	4,5	76,6692	66,5	1133,0004
16-17	5	85,1880	71,5	1218,1884
17-18	6,5	110,7444	78	1328,9328
18-19	6,5	110,7444	84,5	1439,6772
19-20	5	85,1880	89,5	1524,8652
20-21	4,5	76,6692	94	1601,5344
21-22	3	51,1128	97	1652,6472
22-23	2	34,0752	99	1686,7224
23-24	1	17,0376	100	1703,7600
total	100	1703,76		

$Q_{\max h} = 120,7 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 33,53 l/s

$Q_{\min h} = 10,65 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 2,96 l/s

Choix du graphique de consommation en fonction du nombre d'habitant (2010)

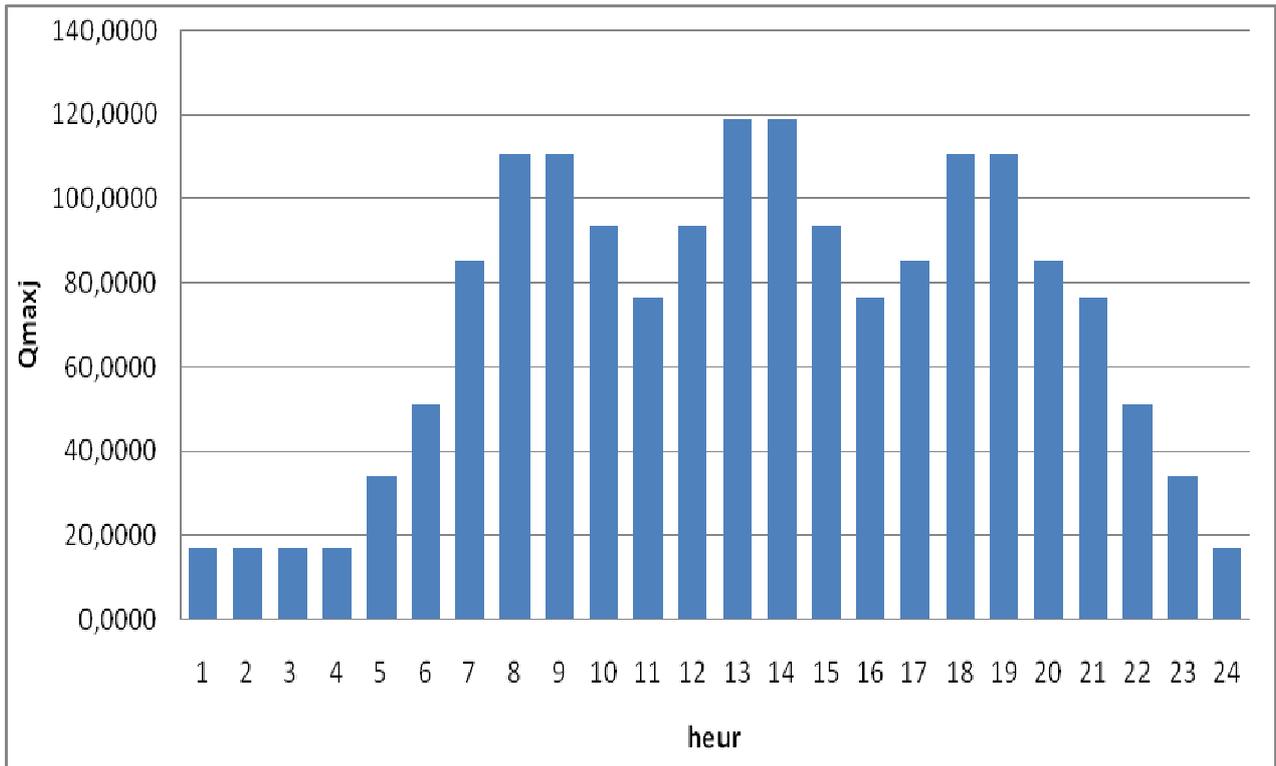


Fig. II. 1 : graphique de consommation

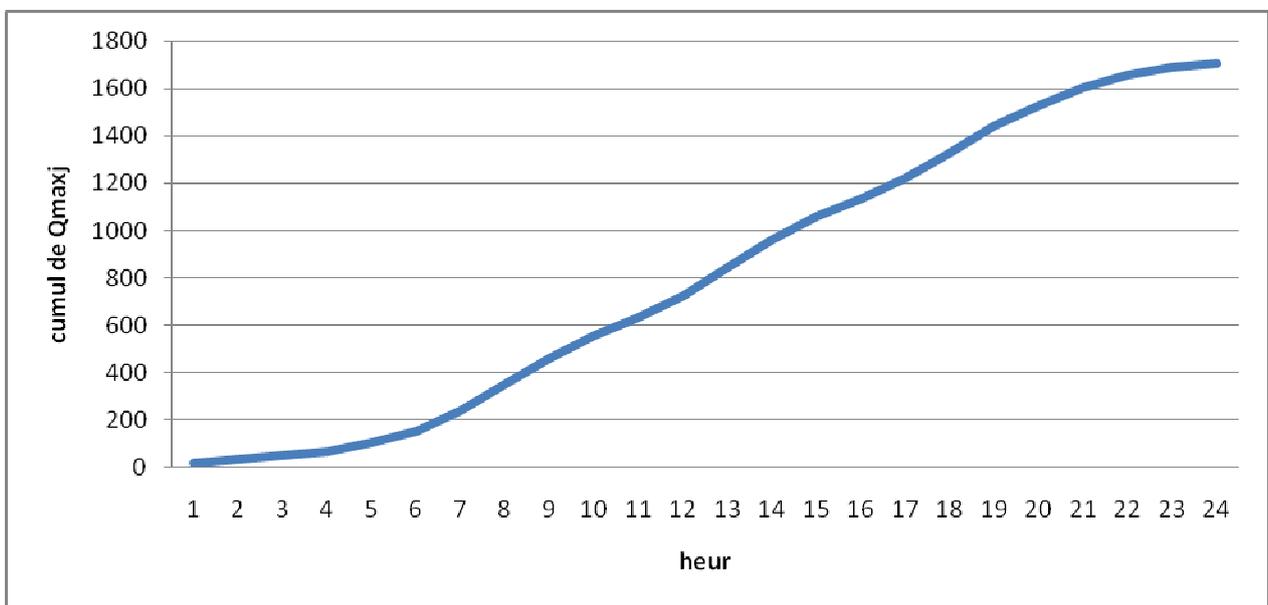


Fig. II. 2 : courbe intégrale

V- Estimation de la population a l'horizon 2035 :**V-1- Calcul des besoins en eau :**

Notre zone d'étude est actuellement dépourvue d'équipements, mis à part l'existence d'une mosquée, d'un centre de santé et d'une école primaire. Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. Nous allons toujours utiliser les mêmes formules pour les calculs des débits mais seule la dotation va changer car les habitudes de consommations vont changés avec l'évolution de la mentalité et les confort que procure l'évolution technologique. Nous allons récapituler l'ensemble des débits moyens des différents consommateurs de l'horizon (2035) dans le tableau suivant.

Tableau II.8 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2035) :

Secteur	Usager	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy} (m³/j)
Domestique	12917 habs	200	2583,5
Scolaire : - une école	500 élèves	45	22,5
Sanitaire : - centre de santé	100 lits de malades	80	8
Administratif : services divers	120 agents	25	3
Socioculturel : - Salle de sport - Sûreté urbaine - Mosquée.	150 abonnés 150 agents 500 fidèles	25	20
Commercial : - Marché - Un centre commercial	800 marchands 200 marchands	25	25
TOTAL (m³/j)			2662

V-2- Détermination des débits journaliers :

V-2-1- Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \quad (11)$$

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

d'où $Q_{min,j} = 0,8 \times 2662 = 2129,6 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{min,j} = 2129,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

V-2-2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (12)$$

$$Q_{max,j} = 1,2 \times 2662 = 3194,4 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où : $Q_{max,j} = 3194,4 \text{ m}^3/\text{j}$

V-3- Détermination des débits horaires :

V-3-1- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

$$Q_{moy,h} = \frac{3194,4}{24} = 133,1 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{moy,h} = 133,1 \text{ m}^3/\text{h}$$

V-3-2- Débit maximum horaire :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (14)$$

D'après interpolation nous avons obtenu $K_{max,h} = 1,7$

D'où $Q_{max,h} = 1,7 \times 133,1 = 226,27 \text{ m}^3/\text{h}$

$$Q_{max,h} = 226,27 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ou } 62,85 \text{ l/s}$$

La variation des débits horaires sera donnée par le tableau II.9

Tableau II.9: Variation des débits horaires (2035) :

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j} = 3194,4\text{m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	1	31,944	1	31,944
1-2	1	31,944	2	63,888
2-3	1	31,944	3	95,832
3-4	1	31,944	4	127,776
4-5	2	63,888	6	191,664
5-6	3	95,832	9	287,496
6-7	5	159,72	14	447,216
7-8	6,5	207,636	20,5	654,852
8-9	6,5	207,636	27	862,488
9-10	5,5	175,692	32,5	1038,18
10-11	4,5	143,748	37	1181,928
11-12	5,5	175,692	42,5	1357,62
12-13	7	223,608	49,5	1581,228
13-14	7	223,608	56,5	1804,836
14-15	5,5	175,692	62	1980,528
15-16	4,5	143,748	66,5	2124,276
16-17	5	159,72	71,5	2283,996
17-18	6,5	207,636	78	2491,632
18-19	6,5	207,636	84,5	2699,268
19-20	5	159,72	89,5	2858,988
20-21	4,5	143,748	94	3002,736
21-22	3	95,832	97	3098,568
22-23	2	63,888	99	3162,456
23-24	1	31,944	100	3194,4
total	100	3194,4		

$Q_{\max,h} = 226,27 \text{ m}^3/\text{h}$ et $Q_{\min,h} = 19,97 \text{ m}^3/\text{h}$

Le graphique de consommation sert à déterminer le débit maximum horaire. Dans notre cas, l'heure où on enregistre le débit maximum selon le graphique ci-dessous est de 13 à 14 heures.

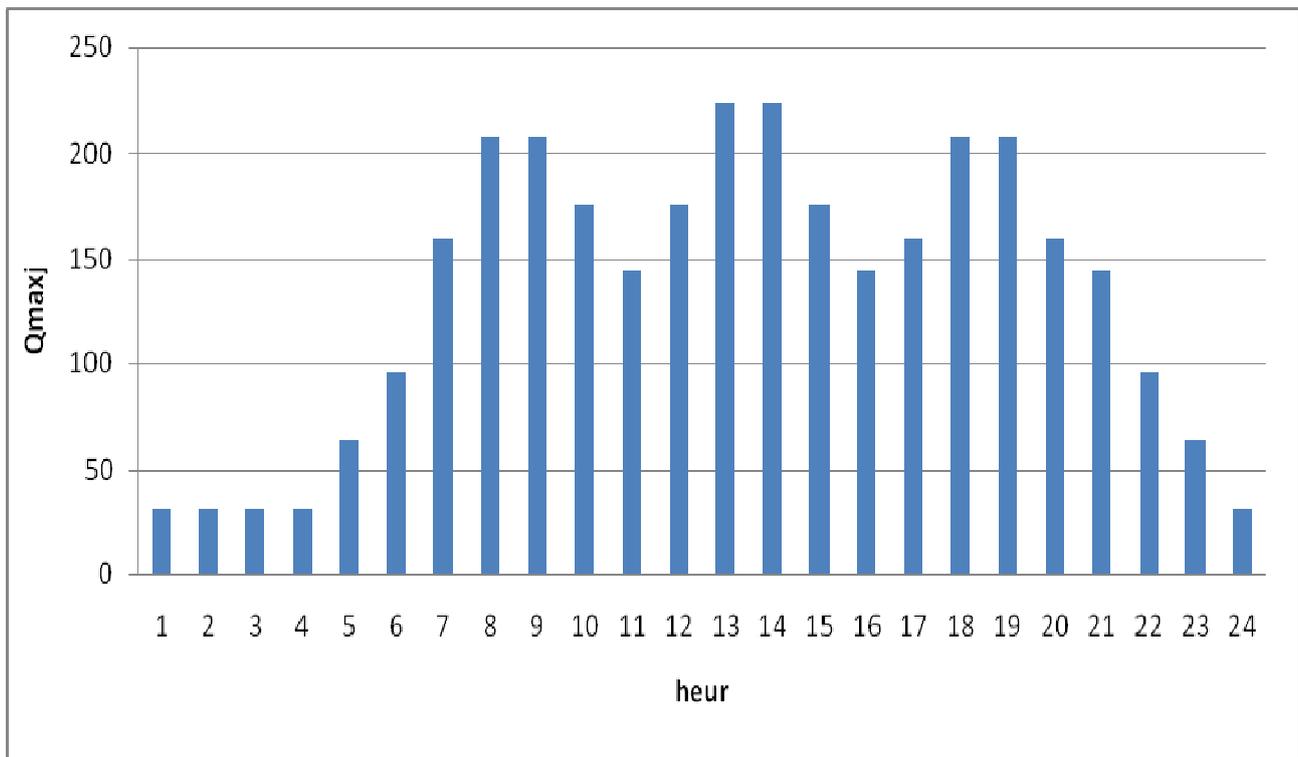


Fig. II. 3 : graphique de consommation totale

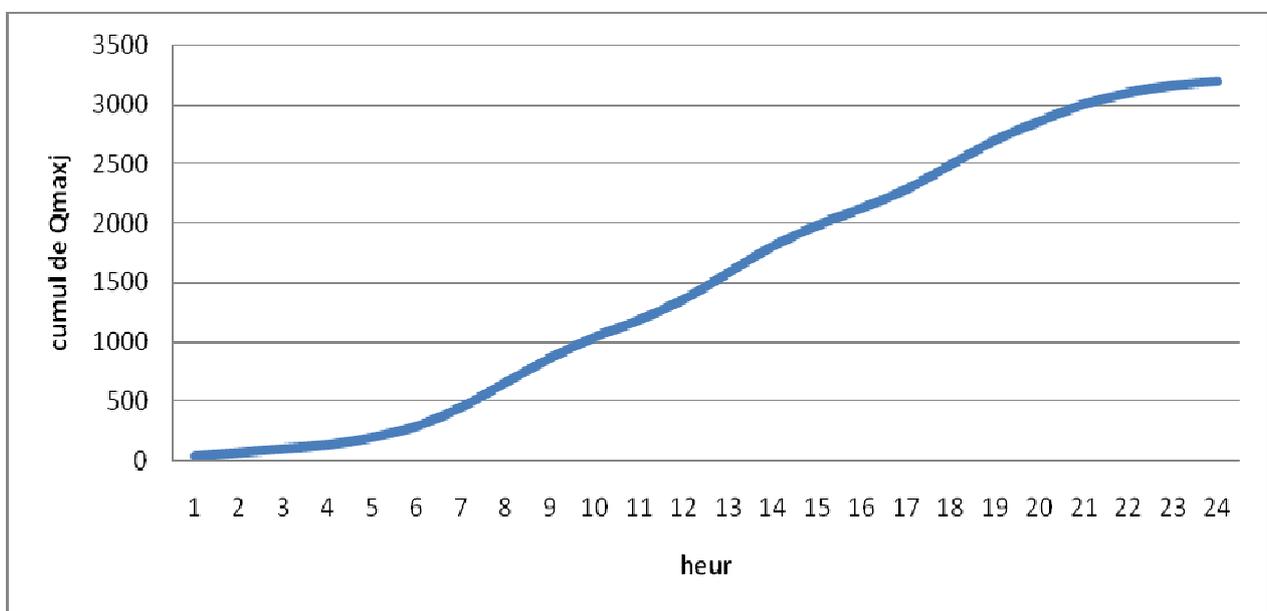


Fig. II .4 : courbe intégrale

Conclusion

Nous avons remarqué que la population de Grarem Gouga a pratiquement doublé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer dans le chapitre qui suit la capacité de stockage de la commune et diagnostiquer les réservoirs existants.

Introduction :

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Et puisque la consommation est non uniforme durant la journée ; des réservoirs qui permettent de gérer ces débits selon la demande.

I- Rôle des réservoirs :

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

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

II- Emplacement des réservoirs :

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

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

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

III- Principe de fonctionnement :

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- *Des fonctions techniques.*
- *Des fonctions économiques.*

III.1- Fonctions techniques d'un réservoir

- ✚ Régularité dans le fonctionnement du pompage ou les pompes vont refouler suivent un régime constant.
- ✚ Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercutions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
- ✚ Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction ou même un simple nettoyage.
- ✚ Un accident au niveau de la prise d'eau.
- ✚ Une coupure d'électricité.
- ✚ Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
- ✚ Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

III.2- Fonctions économiques d'un réservoir :

- ✚ Réduction du coût de l'investissement sur les ouvrages de production puisque dans le cas d'une adduction on dimensionne selon le débit ($Q_{\text{moy.h}}$) pour une adduction continue et (q_{st}) pour une adduction discontinue à la présence d'un réservoir et avec le débit (Q_{maxh}) dans le cas contraire.
- ✚ Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

III.3- Classifications des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classes de diverses façons selon les critères pris en considération :

III.3. 1- Classification selon le matériau de construction :

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

1. Réservoir métalliques ;
2. Réservoir en maçonnerie ;
3. Réservoir en béton armé ;

III.3.2- Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

1. Réservoir en terre.
2. Réservoir semi-enterré (sur surface).
3. Réservoir sur élevés ou sur tour.

III.3. 3 - Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- i. Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- ii. Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
- iii. Réservoir de traitement.

III.3.4- Classification selon des considérations esthétiques :

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

III.3.5- Classification selon la forme géométrique :

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

1. Réservoir cylindrique.
2. Réservoir rectangulaire (carré).

Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique, ...).

III.3 .6- Choix du type de réservoir :

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi enterrés ou semi élevés dit < châteaux d'eau > pour le choix sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas, ce pendant à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus élévation au dessus du sol avec radier largement enterré. Pour Notre cas le réservoir choisi sera de type réservoir semi enterré est qui présente les avantages suivants :

- ✓ Économie sur les frais de construction.
- ✓ Étude architecturale très simplifiée.
- ✓ Etanchéité plus facile à réaliser.
- ✓ Conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

.IV- Équipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

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

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

IV-1- Conduite d’arrivée ou d’alimentation :

L’adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (a la partie supérieur de la cuve), ou par le bas placé 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

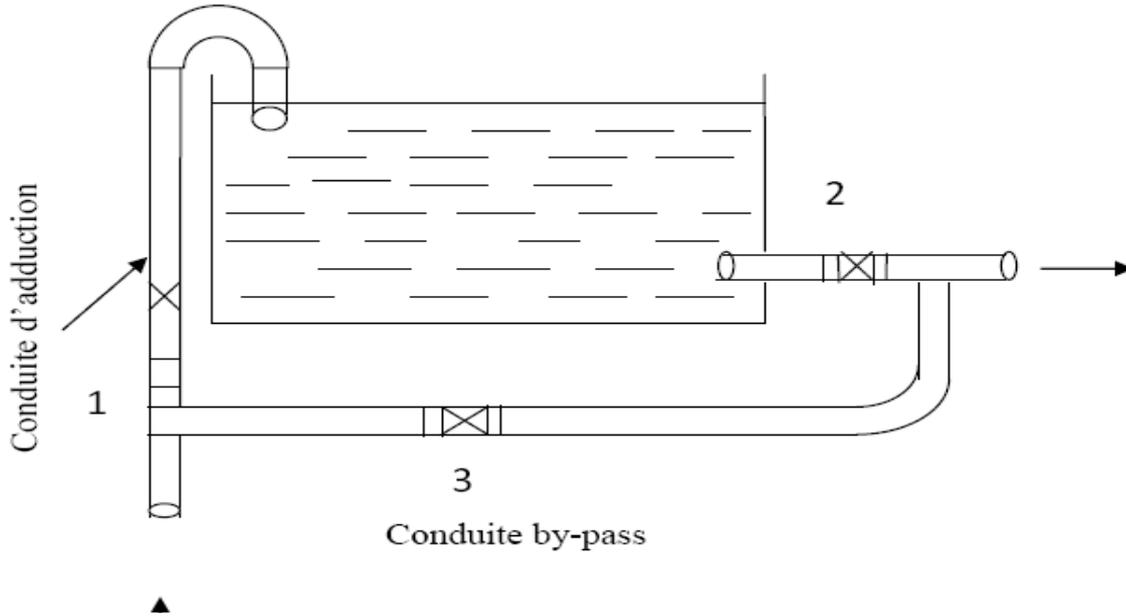


Figure III.1 :conduite d’arrivée

IV-2- Conduite de départ ou de distribution :

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

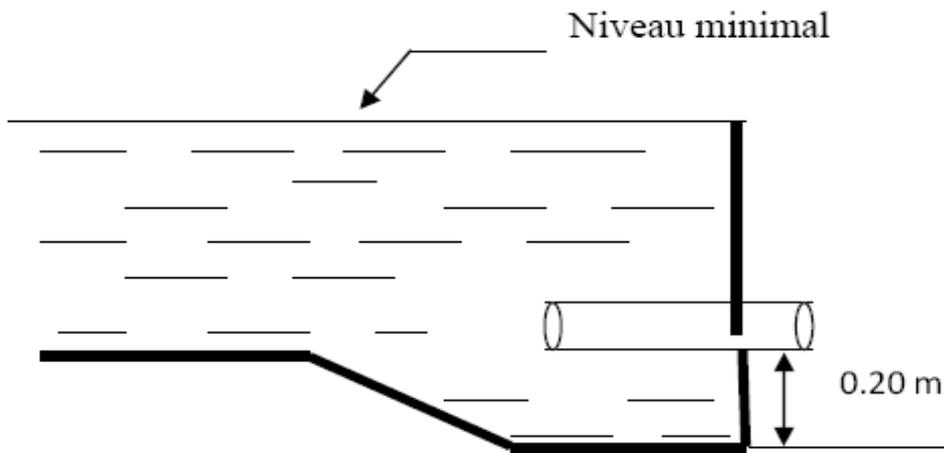


Figure III.2 :conduite de distribution

IV-3- Conduite de trop-plein :

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

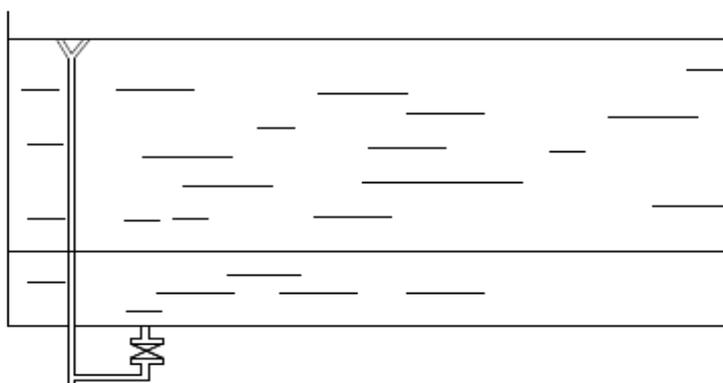


Figure III.3 :conduite de trop-plein et de vidange

IV-4- Conduite de décharge ou de vidange :

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

IV-5- Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivé et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quant le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie a forte charge

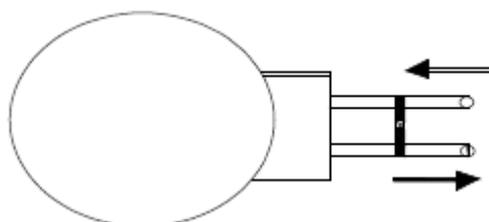


Figure III.4 :conduite de by-pass

IV-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement un réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela présentée un système en siphon ;

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

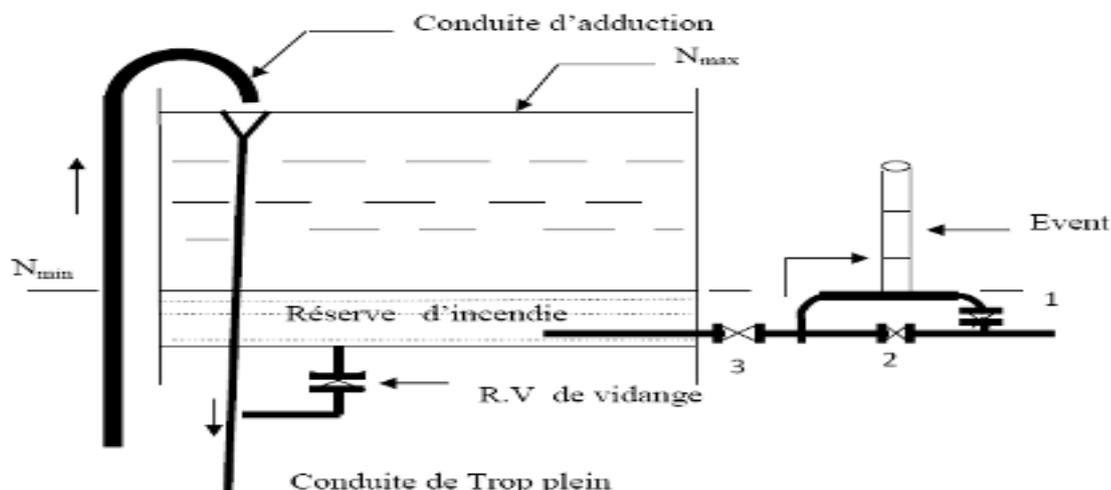


Figure III.5 : matérialisation de la réserve d'incendie

V- Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant :

Les caractéristiques des ouvrages hydrauliques sont récapitulées dans tableaux ci-après :

Tableau III.1 : Les caractéristiques du bache d'eau :

Localisation	Type	Capacité (m ³)	Côte terrain naturel (m)	Côte du radier (m)	Côte du trop plein (m)	Ouvrage amont	Ouvrage aval
Cité MADI	semi enterré	2000	374,9	374,9	378,1.	Station de pompage AIN TINN	Réseau de distribution de Grarem

Tableau III.2 : Les caractéristiques du réservoir 1 :

Localisation	Type	Capacité (m ³)	Côte terrain naturel (m)	Côte du radier (m)	Côte du trop plein (m)	Ouvrage amont	Ouvrage aval
Cité MADI	semi enterré	1000	374,5	374,5	374,5	Station de pompage AIN TINN	Réseau de distribution de Grarem

Tableau III.3 : Les caractéristiques du réservoir 2 :

Localisation	Type	Capacité (m ³)	Côte terrain naturel (m)	Côte du radier (m)	Côte du trop plein (m)	Ouvrage amont	Ouvrage aval
Cité bousbia	semi enterré	350	357,07	357,07	361.07	Réservoir de lachoucha	Réseau de distribution de Grarem

VI- Détermination de la capacité du réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante .Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autres part de la variation de la demande.

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

VI-1- Principe de calcul

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

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

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

VI-2- Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique. Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

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

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

Tableau III.4 : Calcul de la capacité de réservoir :

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Volume restant dans le réservoir (%)	
0-1	0	1	1		-5,5	2
1_2	0	1	1		-4,5	3
2_3	0	1	1		-3,5	4
3_4	0	1	1		-2,5	5
4_5	5	2		3	-5,5	2
5_6	5	3		2	-7,5	0
6_7	5	5	0		-7,5	0
7_8	5	6,5	1,5		-6	1.5
8_9	5	6,5	1,5		-4,5	3
9_10	5	5,5	0,5		-4	3.5
10_11	5	4,5		0,5	-4,5	3
11_12	5	5,5	0,5		-4	3.5
12_13	5	7	2		-2	5.5
13_14	5	7	2		0	7.5
14_15	5	5,5	0,5		0,5	8
15_16	5	4,5		0,5	0	7.5
16_17	5	5	0		0	7.5
17_18	5	6,5	1,5		1,5	9
18_19	5	6,5	1,5		3	10.5
19_20	5	5	0		3	10.5
20_21	5	4,5		0,5	2,5	10
21-22	5	3		2	0,5	8
22-23	5	2		3	-2,5	5
23-24	5	1		4	-6,5	1
total	100	100,000				

a- Le volume utile pour l'état actuel:

$$V_{cal} = \frac{10,5 \times 1703,76}{100} = 179 m^3$$

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

Avec :

V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à $120 m^3$

Donc :

$$V_t = 179 + 120 = 299 m^3$$

La capacité totale des réservoirs existants est de 3500 Ce qui fait un volume total existant de $3500 m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $299 m^3$ La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

b- Le volume utile pour l'horizon 2035 :

$$V_{cal} = \frac{10,5 \times 3194,4}{100} = 335 m^3$$

$$V_t = 335 + 120 = 455 m^3$$

De même, la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon 2035.

Conclusion :

Après avoir calculé le volume utile, on a constaté qu'on n'a pas besoin de projeter les réservoirs de stockage que ce soit pour l'état actuel ou pour l'horizon 2035, car les réservoirs existant peuvent satisfaire facilement la demande de l'agglomération.

Introduction :

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

I- Type du système de distribution existant:

Dans notre cas le système de distribution existant est de type réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution se fera gravitairement vers le réseau de distribution.

II- Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

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

II-1- Détermination des débits :

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcul le débit en route pendant l’heure de pointe ;
- On détermine les débits spécifiques en considérant les débits route.

a. Cas de pointe :

D’après le tableau II.7 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 12h et 14h

$$Q_{pte} = 119,26m^3/h = 33,13l/s$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

- **Débit route :** Q_{rte} $Q_{rte} = Q_{pte} - \Sigma Q_{cc}$

Avec

$\Sigma Q_{cc} = \Sigma Q_{ind} = 0$ pas d’industrie dans le périmètre d’étude.

Donc : $Q_{rte} = Q_{pte} = 33,13 \text{ l/s}$

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

Donc : $q_{sp} = \frac{33,13}{9030,84} = 0,0037 \text{ l/s/m}$ $q_{sp}=0,0037 \text{ l/s/m}$

Le débit est assez faible car l'agglomération est assez épaisse

❖ **Calcul du Débit route pour chaque tronçon**

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte} = q_{sp} \times L_i$$

Tableau IV.1 : détermination des débits route :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)	Q_{rte} (l/s)
1	R _{1_1}	25	0,0037	0,093
2	1_2	101,5		0,376
3	1_3	25		0,093
4	3_4	20		0,074
5	4_5	83,22		0,308
6	2_6	58,6		0,217
7	5_7	15		0,056
8	6_65	15		0,056
9	65_8	65		0,241
10	65_9	76		0,281
11	9_10	25		0,093
12	8_10	114,86		0,425
13	6_64	66,65		0,247
14	64_11	97,2		0,360
15	11_12	25		0,093
16	12_13	33		0,122
17	12_14	107		0,396
18	14_15	40		0,148
19	14_16	159,33		0,590
20	16_17	40,3		0,149
21	16_63	26,4		0,098
22	63_18	60		0,222
23	63_18	109,31		0,404
24	18_19	110,75		0,410
25	19_20	187,74		0,695
26	20_67	57,53		0,213
27	67_21	64		0,237
28	67_68	77,02		0,285
29	21_68	53		0,196
30	22_68	26		0,096
31	22_23	64,5		0,239

Suite du tableau IV.1 :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)	Q_{rte} (l/s)
32	23_24	55,22	0,0037	0,204
33	25_26	39		0,144
34	25_27	97		0,359
35	27_28	20		0,074
36	28_29	15		0,056
37	28_30	58		0,215
38	26_30	50		0,185
39	30_31	74,5		0,276
40	31_32	57,28		0,212
41	29_32	40		0,148
42	32_33	45,33		0,168
43	33_34	25		0,093
44	34_35	37		0,137
45	35_36	66,5		0,246
46	33_76	68,3		0,253
47	34_76	66,6		0,246
48	39_76	15		0,056
49	39_38	20		0,074
50	38_37	54		0,200
51	37_70	31		0,115
52	31_70	96,25		0,356
53	37_40	20		0,074
54	40_61	77,32		0,286
55	39_41	98,13		0,363
56	41_34	106,32		0,393
57	41_42	235,04		0,870
58	42_43	207,2		0,767
59	42_62	50		0,185
60	43_44	67,44		0,250
61	44_45	30,45		0,113
62	45_46	62		0,229
63	46_47	40		0,148
64	81_82	62		0,229
65	82_83	33		0,122
66	83_84	20		0,074
67	84_85	33		0,122
68	R2_73	208		0,770
69	73_72	56,8		0,210

Suite du tableau IV.1 :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q _{sp} (l/s/m)	Q _{rte} (l/s)
70	47_48	98,5	0,0037	0,364
71	47_49	15		0,056
72	49_75	65,4		0,242
73	75_50	63,35		0,234
74	50_51	78,9		0,292
75	51_52	137,88		0,510
76	51_52	76,16		0,282
77	52_53	47,03		0,174
78	53_54	73,1		0,270
79	54_55	116,82		0,432
80	55_49	154,44		0,571
81	36_57	78,7		0,291
82	57_58	84,83		0,314
83	58_4	68,61		0,254
84	48_59	45		0,167
85	59_77	90		0,333
86	77_78	33,22		0,123
87	59_79	100		0,370
88	79_80	38,14		0,141
89	3_59	52		0,192
90	57_60	65,7		0,243
91	60_9	50		0,185
92	26_71	33		0,122
93	23_69	76,25		0,282
94	69_81	162,12		0,600
95	81_82	54		0,200
96	36_27	82		0,681
97	27_36	63,3		0,237
98	11_19	150		0,511
99	10_45	60		0,122
100	24_44	29		0,252
101	66_24	184		0,303
102	45_10	138		0,252
103	43_46	68		0,234
104	29_35	68		0,596
105	19_22	161		0,555
106	8_10	77		0,285
107	24_66	97	0,222	

Suite du tableau IV.1 :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q _{sp} (l/s/m)	Q _{rte} (l/s)
108	R1_118	96	0,0037	0,355
109	7_112	58		0,215
110	60_113	56		0,207
111	64_111	79		0,292
112	72_110	40,1		0,148
113	72_109	60,32		0,223
114	13_107	61,32		0,227
115	13_108	60		0,222
116	15_106	67,61		0,250
117	17_104	80,38		0,297
118	17_105	100,03		0,370
119	16_103	121		0,448
120	20_102	158,8		0,588
121	21_101	99,54		0,368
122	73_100	241,15		0,892
123	69_89	46		0,170
124	71_90	62		0,229
125	83_88	42		0,155
126	84_87	66,5		0,246
127	85_86	40		0,148
128	71_91	204,41		0,756
129	32_97	52		0,192
130	70_95	31		0,115
131	61_92	38		0,141
132	61_93	90		0,333
133	40_94	73,8		0,273
134	38_96	67,2		0,249
135	62_98	45		0,167
136	62_99	46		0,170
137	80_116	40		0,148
138	80_115	39,4		0,146
139	79_114	36		0,133
140	78_117	53,54		0,198
141	66_8	66		0,198
142	48_59	64		0,107
143	66_45	33		0,244

Calcul du Débit nœud :

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_{ndi} = 0.5 \sum Q_{rte}$$

Tableau IV.2 : détermination des débits aux nœuds

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
1	R _{1_1}	25	0,093	0,28
	1_2	101,5	0,376	
	1_3	25	0,093	
2	1_2	101,5	0,376	0,32
	2_5	15,6	0,06	
	2_6	58,6	0,217	
3	1_3	25	0,093	0,18
	3_4	20	0,074	
	3_59	52	0,192	
4	3_4	20	0,074	0,315
	4_5	83,22	0,308	
	58_4	68,61	0,254	
5	5_7	15	0,056	0,21
	4_5	83,22	0,308	
	2_5	15,6	0,06	
6	6_64	66,65	0,247	0,26
	6_65	15	0,056	
	2_6	58,6	0,217	
7	7_9	44	0,16	0,215
	7_112	58	0,215	
	5_7	15	0,056	
8	65_8	65	0,241	0,38
	8_10	114,86	0,425	
	8_66	30	0,111	
9	65_9	76	0,16	0,36
	9_10	25	0,185	
	60_9	50	0,093	
	7_9	44	0,281	
10	9_10	25	0,093	0,38
	8_10	114,86	0,425	
	45_10	64	0,2365	
11	64_11	97,2	0,360	0,51
	11_12	25	0,093	
	11_19	155	0,57	
12	11_12	25	0,093	0,3
	12_13	33	0,122	
	12_14	107	0,396	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
13	12_13	33	0,227	0,28
	13_107	61,32	0,222	
	13_108	60	0,122	
14	12_14	107	0,396	0,57
	14_15	40	0,148	
	14_16	159,33	0,590	
15	15_106	67,61	0,148	0,2
	14_15	40	0,250	
16	16_103	121	0,149	0,35
	16_63	26,4	0,098	
	16_17	40,3	0,448	
17	17_104	80,38	0,149	0,40
	17_105	100,03	0,297	
	16_17	40,3	0,370	
18	63_18	60	0,222	0,52
	63_18	109,31	0,404	
	18_19	110,75	0,410	
19	18_19	110,75	0,410	0,95
	19_20	187,74	0,695	
	11_19	155	0,57	
	19_22	63	0,233	
20	20_67	57,53	0,695	0,75
	20_102	158,8	0,213	
	19_20	187,74	0,588	
67	67_21	64	0,237	0,26
	67_68	77,02	0,285	
68	67_68	77,02	0,285	0,29
	21_68	53	0,196	
	22_68	26	0,096	
21	67_21	64	0,368	0,4
	21_68	53	0,196	
	21_101	99,54	0,237	
22	22_68	26	0,096	0,28
	22_23	64,5	0,239	
	19_22	63	0,233	
23	22_23	64,5	0,239	0,36
	23_24	55,22	0,204	
	23_69	76,25	0,282	
24	23_24	55,22	0,2	0,39
	44_24	60	0,222	
	66_24	99	0,366	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
25	25_26	39	0,144	0,25
	25_27	97	0,359	
26	25_26	39	0,122	0,225
	26_30	50	0,185	
	26_71	33	0,144	
27	25_27	97	0,359	0,34
	27_28	20	0,074	
	27_36	68	0,25	
28	27_28	20	0,074	0,17
	28_29	15	0,056	
	28_30	58	0,215	
29	29_32	40	0,148	0,25
	28_29	15	0,056	
	35_29	15	0,3	
30	28_30	58	0,215	0,335
	26_30	50	0,185	
	30_31	74,5	0,276	
31	31_70	96,25	0,356	0,42
	30_31	74,5	0,276	
	31_32	57,28	0,212	
32	31_32	57,28	0,192	0,36
	29_32	40	0,212	
	32_33	45,33	0,148	
	32_97	52	0,168	
33	32_33	45,33	0,253	0,255
	33_34	25	0,168	
	33_76	68,3	0,093	
34	41_34	106,32	0,393	0,435
	34_76	66,6	0,246	
	33_34	25	0,093	
	34_35	37	0,137	
35	34_35	37	0,137	0,34
	35_36	66,5	0,246	
	35_29	15	0,3	
36	35_36	66,5	0,291	0,39
	36_57	78,7	0,246	
	36_27	78,7	0,25	
37	37_40	20	0,200	0,19
	38_37	54	0,115	
	37_70	31	0,074	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
38	39_38	20	0,249	0,26
	38_37	54	0,074	
	38_96	67,2	0,200	
39	39_41	98,13	0,363	0,25
	39_76	15	0,056	
	39_38	20	0,074	
40	37_40	20	0,273	0,315
	40_61	77,32	0,074	
	40_94	73,8	0,286	
41	39_41	98,13	0,363	0,81
	41_34	106,32	0,393	
	41_42	235,04	0,870	
42	41_42	235,04	0,870	0,91
	42_43	207,2	0,767	
	42_62	50	0,185	
43	43_44	67,44	0,250	0,57
	42_43	207,2	0,767	
	46_43	33	0,122	
44	43_44	67,44	0,250	0,29
	44_45	30,45	0,113	
	44_24	60	0,222	
45	44_45	30,45	0,113	0,54
	45_46	62	0,229	
	66_45	138	0,51	
	45_10	64	0,229	
46	45_46	62	0,229	0,25
	46_47	40	0,148	
	43_46	33	0,122	
47	46_47	40	0,148	0,285
	47_48	98,5	0,364	
	47_49	15	0,056	
48	48_59	45	0,167	0,265
	47_48	98,5	0,364	
	50_48	184	0,068	
49	55_49	154,44	0,571	0,435
	47_49	15	0,056	
	49_75	65,4	0,242	
50	50_48	184	0,068	0,26
	75_50	63,35	0,234	
	50_51	78,9	0,292	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
51	50_51	78,9	0,292	0,54
	51_52	137,88	0,510	
	51_52	76,16	0,282	
52	51_52	137,88	0,510	0,57
	51_52	76,16	0,282	
	52_53	47,03	0,174	
53	52_53	47,03	0,174	0,22
	53_54	73,1	0,270	
54	53_54	73,1	0,270	0,35
	54_55	116,82	0,432	
55	54_55	116,82	0,432	0,5
	55_49	154,44	0,571	
57	57_60	65,7	0,243	0,425
	36_57	78,7	0,291	
	57_58	84,83	0,314	
58	57_58	84,83	0,314	0,28
	58_4	68,61	0,254	
59	3_59	52	0,192	0,52
	59_79	100	0,370	
	48_59	45	0,167	
	59_77	90	0,333	
60	57_60	65,7	0,207	0,325
	60_9	50	0,243	
	60_113	56	0,185	
61	61_92	38	0,141	0,38
	61_93	90	0,333	
	40_61	77,32	0,286	
62	42_62	50	0,167	0,26
	62_98	45	0,170	
	62_99	46	0,185	
63	16_63	26,4	0,098	0,36
	63_18	60	0,222	
	63_18	109,31	0,404	
64	6_64	66,65	0,292	0,45
	64_11	97,2	0,247	
	64_111	79	0,360	
65	6_65	15	0,056	0,29
	65_8	65	0,241	
	65_9	76	0,281	
83	82_83	33	0,122	0,1
	83_84	20	0,07	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
66	66_45	138	0,51	0,425
	66_8	60	0,222	
	66_24	29	0,10	
81	81_69	162,12	0,600	0,51
	81_82	54	0,200	
	81_82	62	0,229	
82	81_82	54	0,200	0,275
	81_82	62	0,229	
	82_83	33	0,122	
69	69_81	162,12	0,170	0,52
	23_69	76,25	0,282	
	69_89	46	0,600	
70	37_70	31	0,115	0,29
	31_70	96,25	0,115	
	70_95	31	0,356	
71	26_71	33	0,229	0,55
	71_91	204,41	0,756	
	71_90	62	0,122	
72	73_72	56,8	0,148	0,29
	72_110	40,1	0,223	
	72_109	60,32	0,210	
73	73_100	241,15	0,770	0,9
	R2_73	208	0,892	
	73_72	56,8	0,148	
75	49_75	65,4	0,056	0,15
	75_50	63,35	0,242	
76	33_76	68,3	0,253	0,275
	34_76	66,6	0,246	
	39_76	15	0,056	
77	59_77	90	0,333	0,225
	77_78	33,22	0,123	
78	77_78	33,22	0,198	0,16
	78_117	53,54	0,123	
79	59_79	100	0,370	0,25
	79_80	38,14	0,141	
80	79_80	38,14	0,148	0,215
	80_116	40	0,141	
	80_115	39,4	0,146	
84	83_84	20	0,122	0,21
	84_85	33	0,07	
85	84_85	33	0,122	0,13
	85_86	40	0,15	

b. Cas de pointe+ incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par la le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n° 40 avec une cote de terrain de 250 m .

Tableau IV.3 : détermination des débits aux nœuds :

N° de nœud	Tronçon	Qn (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
1	R _{1_1}	0,28	-	0,28
	1_2			
	1_3			
2	1_2	0,32	-	0,32
	2_5			
	2_6			
3	1_3	0,18	-	0,18
	3_4			
	3_59			
4	3_4	0,315	-	0,315
	4_5			
	58_4			
5	5_7	0,21	-	0,21
	4_5			
	2_5			
6	6_64	0,26	-	0,26
	6_65			
	2_6			
7	7_9	0,215	-	0,215
	7_112			
	5_7			
8	65_8	0,38	-	0,38
	8_10			
	8_66			
9	65_9	0,36	-	0,36
	9_10			
	60_9			
	7_9			
10	9_10	0,38	-	0,38
	8_10			
	45_10			
11	64_11	0,51	-	0,51
	11_12			
	11_19			
12	11_12	0,3	-	0,3
	12_13			
	12_14			

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Qn (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
13	12_13	0,28	-	0,28
	13_107			
	13_108			
14	12_14	0,57	-	0,57
	14_15			
	14_16			
15	15_106	0,2	-	0,2
	14_15			
16	16_103	0,35	-	0,35
	16_63			
	16_17			
17	17_104	0,40	-	0,40
	17_105			
	16_17			
18	63_18	0,52	-	0,52
	63_18			
	18_19			
19	18_19	0,95	-	0,95
	19_20			
	11_19			
	19_22			
20	20_67	0,75	-	0,75
	20_102			
	19_20			
67	67_21	0,26	-	0,26
	67_68			
68	67_68	0,29	-	0,29
	21_68			
	22_68			
21	67_21	0,4	-	0,4
	21_68			
	21_101			
22	22_68	0,28	-	0,28
	22_23			
	19_22			
23	22_23	0,36	-	0,36
	23_24			
	23_69			
24	23_24	0,39	-	0,39
	44_24			
	66_24			

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Qn (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
25	25_26	0,25	-	0,25
	25_27			
26	25_26	0,225	-	0,225
	26_30			
	26_71			
27	25_27	0,34	-	0,34
	27_28			
	27_36			
28	27_28	0,17	-	0,17
	28_29			
	28_30			
29	29_32	0,25	-	0,25
	28_29			
	35_29			
30	28_30	0,335	-	0,335
	26_30			
	30_31			
31	31_70	0,42	-	0,42
	30_31			
	31_32			
32	31_32	0,36	-	0,36
	29_32			
	32_33			
	32_97			
33	32_33	0,255	-	0,255
	33_34			
	33_76			
34	41_34	0,435	-	0,435
	34_76			
	33_34			
	34_35			
35	34_35	0,34	-	0,34
	35_36			
	35_29			
36	35_36	0,39	-	0,39
	36_57			
	36_27			
37	37_40	0,19	-	0,19
	38_37			
	37_70			

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Qn (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
38	39_38	0,26	-	0,26
	38_37			
	38_96			
39	39_41	0,25	-	0,25
	39_76			
	39_38			
40	37_40	0,315	17	17,315
	40_61			
	40_94			
41	39_41	0,81	-	0,81
	41_34			
	41_42			
42	41_42	0,91	-	0,91
	42_43			
	42_62			
43	43_44	0,57	-	0,57
	42_43			
	46_43			
44	43_44	0,29	-	0,29
	44_45			
	44_24			
45	44_45	0,54	-	0,54
	45_46			
	66_45			
	45_10			
46	45_46	0,25	-	0,25
	46_47			
	43_46			
47	46_47	0,285	-	0,285
	47_48			
	47_49			
48	48_59	0,265	-	0,265
	47_48			
	50_48			
49	55_49	0,435	-	0,435
	47_49			
	49_75			
50	50_48	0,26	-	0,26
	75_50			
	50_51			

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Qn (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
51	50_51	0,54	-	0,54
	51_52			
	51_52			
52	51_52	0,57	-	0,57
	51_52			
	52_53			
53	52_53	0,22	-	0,22
	53_54			
54	53_54	0,35	-	0,35
	54_55			
55	54_55	0,5	-	0,5
	55_49			
57	57_60	0,425	-	0,425
	36_57			
	57_58			
58	57_58	0,28	-	0,28
	58_4			
59	3_59	0,52	-	0,52
	59_79			
	48_59			
	59_77			
60	57_60	0,325	-	0,325
	60_9			
	60_113			
61	61_92	0,38	-	0,38
	61_93			
	40_61			
62	42_62	0,26	-	0,26
	62_98			
	62_99			
63	16_63	0,36	-	0,36
	63_18			
	63_18			
64	6_64	0,45	-	0,45
	64_11			
	64_111			
65	6_65	0,29	-	0,29
	65_8			
	65_9			
83	82_83	0,1	-	0,1
	83_84			

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Qn (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
66	66_45	0,425	-	0,425
	66_8			
	66_24			
81	81_69	0,51	-	0,51
	81_82			
	81_82			
82	81_82	0,275	-	0,275
	81_82			
	82_83			
69	69_81	0,52	-	0,52
	23_69			
	69_89			
70	37_70	0,29	-	0,29
	31_70			
	70_95			
71	26_71	0,55	-	0,55
	71_91			
	71_90			
72	73_72	0,29	-	0,29
	72_110			
	72_109			
73	73_100	0,9	-	0,9
	R2_73			
	73_72			
75	49_75	0,15	-	0,15
	75_50			
76	33_76	0,275	-	0,275
	34_76			
	39_76			
77	59_77	0,225	-	0,225
	77_78			
78	77_78	0,16	-	0,16
	78_117			
79	59_79	0,25	-	0,25
	79_80			
80	79_80	0,215	-	0,215
	80_116			
	80_115			
84	83_84	0,21	-	0,21
	84_85			
85	84_85	0,13	-	0,13
	85_86			

II-2 Résultats de la simulation :

- a. **Cas de pointe :** Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.4

Tableau IV.4 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant :

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	25	400	32,70	0,26	0,17
Tuyau 2	101,5	400	17,98	0,14	0,06
Tuyau 3	25	300	14,44	0,20	0,15
Tuyau 4	20	300	5,62	0,08	0,03
Tuyau 5	100	200	2,94	0,09	0,06
Tuyau 6	83,22	90	0,41	0,06	0,09
Tuyau 7	58,6	250	14,73	0,30	0,38
Tuyau 8	15	250	3,14	0,06	0,02
Tuyau 9	100	200	2,82	0,09	0,06
Tuyau 10	66,65	250	7,36	0,15	0,11
Tuyau 11	15	200	7,11	0,23	0,30
Tuyau 12	76	80	0,47	0,09	0,19
Tuyau 13	65	200	7,28	0,23	0,31
Tuyau 14	25	150	2,23	0,13	0,15
Tuyau 15	97,2	250	6,77	0,14	0,09
Tuyau 16	25	150	3,31	0,19	0,31
Tuyau 17	33	110	0,50	0,05	0,05
Tuyau 18	107	150	2,51	0,14	0,19
Tuyau 19	40	110	0,32	0,03	0,02
Tuyau 20	159,33	150	1,62	0,09	0,09
Tuyau 21	40,3	110	0,73	0,08	0,09
Tuyau 22	26,4	125	0,32	0,03	0,01
Tuyau 23	60	150	0,04	0,00	0,00
Tuyau 24	109,31	60	0,01	0,00	0,00

Suite du tableau IV.4:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 25	110,75	150	0,56	0,03	0,01
Tuyau 26	161	150	2,95	0,17	0,25
Tuyau 27	187,74	150	0,86	0,05	0,03
Tuyau 28	57,53	150	0,18	0,01	0,00
Tuyau 29	77,02	80	0,17	0,03	0,02
Tuyau 30	64	150	0,27	0,02	0,00
Tuyau 31	53	150	0,85	0,05	0,03
Tuyau 32	63,3	125	0,58	0,05	0,03
Tuyau 33	26	150	1,31	0,07	0,06
Tuyau 34	64,5	125	1,01	0,08	0,09
Tuyau 35	76,25	110	2,30	0,24	0,72
Tuyau 36	162,12	110	1,48	0,16	0,33
Tuyau 37	54	60	0,51	0,18	0,91
Tuyau 38	62	60	0,47	0,17	0,79
Tuyau 39	33	110	0,70	0,07	0,09
Tuyau 40	20	90	0,53	0,08	0,14
Tuyau 41	33	60	0,20	0,07	0,18
Tuyau 42	55,22	250	3,67	0,07	0,03
Tuyau 43	10	200	7,28	0,23	0,32
Tuyau 44	39	150	3,75	0,21	0,38
Tuyau 45	97	150	3,29	0,19	0,30
Tuyau 46	20	125	0,63	0,05	0,04
Tuyau 47	15	125	0,78	0,06	0,06
Tuyau 48	50	150	2,48	0,14	0,18
Tuyau 49	58	80	0,32	0,06	0,10
Tuyau 50	74,5	150	1,82	0,10	0,10

Suite du tableau IV.4:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 51	40	125	0,53	0,04	0,03
Tuyau 52	57,28	150	0,35	0,02	0,00
Tuyau 53	45,33	125	0,42	0,03	0,02
Tuyau 54	25	250	0,70	0,01	0,00
Tuyau 55	37	250	1,59	0,03	0,01
Tuyau 56	66,5	250	1,93	0,04	0,01
Tuyau 57	68	200	2,32	0,07	0,04
Tuyau 58	96,25	125	1,05	0,09	0,10
Tuyau 59	31	110	0,71	0,07	0,09
Tuyau 60	20	110	1,03	0,11	0,17
Tuyau 61	77,32	110	0,61	0,06	0,07
Tuyau 62	54	110	0,52	0,05	0,05
Tuyau 63	20	110	0,90	0,09	0,13
Tuyau 65	68,3	125	0,87	0,07	0,07
Tuyau 66	15	125	0,73	0,06	0,05
Tuyau 67	66,6	60	0,14	0,05	0,07
Tuyau 68	98,13	125	0,41	0,03	0,02
Tuyau 69	106,32	100	0,31	0,04	0,03
Tuyau 70	235,04	125	0,91	0,07	0,07
Tuyau 71	207,2	125	2,25	0,18	0,37
Tuyau 72	50	110	0,43	0,05	0,04
Tuyau 73	67,44	200	3,52	0,11	0,08
Tuyau 74	30,45	150	1,11	0,06	0,04
Tuyau 75	64	150	1,85	0,10	0,11
Tuyau 76	29	200	6,90	0,22	0,29
Tuyau 77	60	200	7,00	0,22	0,29

Suite du tableau IV.4:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 78	138	80	0,52	0,10	0,24
Tuyau 79	62	80	0,32	0,06	0,10
Tuyau 80	33	200	2,82	0,09	0,06
Tuyau 81	40	250	3,39	0,07	0,03
Tuyau 82	98,5	250	5,11	0,10	0,06
Tuyau 83	15	80	1,44	0,29	1,47
Tuyau 84	65,4	80	0,35	0,07	0,12
Tuyau 85	63,35	90	0,20	0,03	0,02
Tuyau 86	90	200	1,52	0,05	0,02
Tuyau 87	76,16	90	0,77	0,12	0,27
Tuyau 88	47,03	63	0,41	0,13	0,49
Tuyau 89	137,88	63	0,21	0,07	0,15
Tuyau 90	73,1	75	0,19	0,04	0,04
Tuyau 91	116,82	90	0,16	0,03	0,01
Tuyau 92	154,44	80	0,66	0,13	0,36
Tuyau 93	184	125	1,58	0,13	0,20
Tuyau 94	78,7	200	3,53	0,11	0,09
Tuyau 95	84,83	200	4,62	0,15	0,14
Tuyau 96	68,61	300	4,90	0,07	0,02
Tuyau 97	52	250	8,64	0,18	0,14
Tuyau 98	45	250	6,96	0,14	0,10
Tuyau 99	50	200	0,24	0,01	0,00
Tuyau 100	65,7	200	0,66	0,02	0,01
Tuyau 101	90	90	0,48	0,08	0,12
Tuyau 102	33,22	63	0,26	0,08	0,22
Tuyau 103	100	90	0,67	0,11	0,21

Suite du tableau IV.4:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 104	38,14	110	0,36	0,04	0,03
Tuyau 105	58	150	0,10	0,01	0,00
Tuyau 106	208	110	1,81	0,19	0,47
Tuyau 107	56,8	110	0,47	0,05	0,04
Tuyau 108	79	90	0,14	0,02	0,01
Tuyau 109	60,32	90	0,11	0,02	0,01
Tuyau 110	40,1	110	0,07	0,01	0,00
Tuyau 111	61,32	90	0,11	0,02	0,01
Tuyau 112	60	110	0,11	0,01	0,00
Tuyau 113	67,61	90	0,12	0,02	0,01
Tuyau 114	80,38	110	0,14	0,01	0,00
Tuyau 115	100,03	90	0,19	0,03	0,01
Tuyau 116	121	63	0,22	0,07	0,17
Tuyau 117	158,8	63	0,29	0,09	0,27
Tuyau 118	99,54	63	0,18	0,06	0,11
Tuyau 119	241,15	90	0,44	0,07	0,10
Tuyau 64	46	90	0,30	0,05	0,05
Tuyau 120	33	110	1,04	0,11	0,17
Tuyau 121	62	60	0,11	0,04	0,04
Tuyau 122	204,41	110	0,38	0,04	0,03
Tuyau 123	42	60	0,07	0,02	0,02

Suite du tableau IV.4:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 124	66,5	49	0,12	0,06	0,15
Tuyau 125	40	49	0,07	0,04	0,05
Tuyau 126	38	60	0,07	0,02	0,02
Tuyau 127	90	60	0,16	0,06	0,10
Tuyau 128	31	110	0,06	0,01	0,00
Tuyau 129	52	125	0,10	0,01	0,00
Tuyau 130	67,2	90	0,12	0,02	0,01
Tuyau 131	46	60	0,09	0,03	0,03
Tuyau 132	45	110	0,08	0,01	0,00
Tuyau 133	56	80	0,10	0,02	0,01
Tuyau 134	36	49	0,06	0,03	0,04
Tuyau 135	39,4	49	0,07	0,04	0,05
Tuyau 136	41	60	0,08	0,03	0,03
Tuyau 137	53,54	50	0,10	0,05	0,07
Tuyau 138	96	90	0,02	0,00	0,00
Tuyau 139	97,77	150	4,34	0,25	0,50
Tuyau 140	60	110	0,11	0,01	0,00

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau IV.5.

Tableau IV.5 : Charge et pression dans le réseau existant :

ID Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 1	365,24	0,28	376,50	11,26
Noeud 2	350	0,32	376,49	26,49
Noeud 3	355,96	0,18	376,49	20,53
Noeud 4	352,66	0,315	376,49	23,83
Noeud 5	346,52	0,21	376,48	29,96
Noeud 6	351,25	0,26	376,47	25,22
Noeud 7	340	0,215	376,48	36,48
Noeud 9	327,23	0,36	376,48	49,25
Noeud 64	340	0,45	376,46	36,46
Noeud 65	345,88	0,29	376,46	30,58
Noeud 8	323,90	0,38	376,44	52,54
Noeud 10	322,77	0,38	376,47	53,70
Noeud 11	338,91	0,51	376,45	37,54
Noeud 12	331,54	0,3	376,44	44,90
Noeud 13	321,92	0,28	376,44	54,52
Noeud 14	291,26	0,57	376,42	85,16
Noeud 15	286,68	0,2	376,42	89,74
Noeud 16	260	0,35	376,41	116,41
Noeud 17	255	0,4	376,41	121,41
Noeud 63	265	0,36	376,41	111,41
Noeud 18	273,84	0,52	376,41	102,57
Noeud 19	294,14	0,95	376,41	82,27
Noeud 20	260	0,75	376,41	116,41
Noeud 67	270	0,26	376,41	106,41

Suite du tableau IV.5:

ID Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 68	305,5	0,29	376,41	70,91
Noeud 21	279,99	0,4	376,41	96,42
Noeud 22	310	0,28	376,41	66,41
Noeud 23	311,25	0,36	376,42	65,17
Noeud 69	298,43	0,52	376,36	77,93
Noeud 81	273,20	0,51	376,31	103,11
Noeud 82	260,7	0,275	376,26	115,56
Noeud 83	270,75	0,1	376,26	105,51
Noeud 84	272,71	0,21	376,25	103,54
Noeud 85	278,11	0,13	376,25	98,14
Noeud 24	312,63	0,39	376,42	63,79
Noeud 25	308,25	0,25	376,41	68,16
Noeud 26	287,38	0,225	376,40	89,02
Noeud 27	303,73	0,34	376,38	72,65
Noeud 28	294,13	0,17	376,38	82,25
Noeud 29	289,08	0,25	376,38	87,30
Noeud 30	278,42	0,335	376,39	97,97
Noeud 31	261,57	0,42	376,38	114,81
Noeud 32	281,74	0,36	376,38	94,64
Noeud 33	290,61	0,255	376,38	85,77
Noeud 34	294,46	0,435	376,38	81,92
Noeud 35	297,41	0,34	376,38	78,97
Noeud 36	301,54	0,39	376,38	74,84
Noeud 70	261	0,29	376,37	115,37
Noeud 37	250	0,19	376,37	126,37

Suite du tableau IV.5:

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 40	250	0,315	376,37	126,37
Noeud 61	267,7	0,38	376,36	108,66
Noeud 38	255	0,26	376,37	121,37
Noeud 39	262,81	0,25	376,38	113,57
Noeud 76	270,37	0,276	376,38	106,01
Noeud 41	290	0,81	376,38	86,38
Noeud 42	280,47	0,91	376,39	95,92
Noeud 43	301,8	0,57	376,47	74,67
Noeud 62	290	0,26	376,39	86,39
Noeud 44	304,11	0,29	376,47	72,36
Noeud 45	312,51	0,54	376,47	63,96
Noeud 66	330	0,425	376,43	46,43
Noeud 46	307,97	0,25	376,47	68,50
Noeud 47	318,59	0,285	376,47	57,88
Noeud 48	342	0,265	376,48	34,48
Noeud 49	313,21	0,435	376,45	63,24
Noeud 75	295,2	0,15	376,44	81,24
Noeud 50	289,76	0,26	376,44	86,68
Noeud 51	296,86	0,54	376,44	79,58
Noeud 52	292,86	0,57	376,42	83,56
Noeud 53	291,35	0,22	376,40	85,05
Noeud 55	310,10	0,5	376,40	66,30
Noeud 54	295,93	0,35	376,40	80,47

Suite du tableau IV.5:

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 57	320	0,425	376,48	56,48
Noeud 58	338,31	0,28	376,49	38,18
Noeud 59	358,65	0,52	376,48	17,83
Noeud 60	332,76	0,325	376,48	43,72
Noeud 77	346,26	0,225	376,47	30,21
Noeud 78	351,11	0,16	376,47	25,36
Noeud 79	338,98	0,25	376,46	37,48
Noeud 80	328,95	0,215	376,46	47,51
Noeud 71	283	0,55	376,39	93,39
Noeud 72	321,31	0,9	359,40	38,09
Noeud 73	315,75	0,29	359,40	43,65
Réservoir R1	374,5	Sans Valeur	376,50	2,00
Réservoir R2	357,5	Sans Valeur	359,50	2,00

b. Cas de pointe + incendie**Tableau IV.6 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant :**

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	25	400	49,70	0,40	0,36
Tuyau 2	101,5	400	28,56	0,23	0,13
Tuyau 3	25	300	20,86	0,30	0,30
Tuyau 4	20	300	8,53	0,12	0,06
Tuyau 5	100	200	4,33	0,14	0,12
Tuyau 6	83,22	90	0,65	0,10	0,20
Tuyau 7	58,6	250	23,91	0,49	0,94
Tuyau 8	15	250	4,77	0,10	0,05
Tuyau 9	100	200	4,46	0,14	0,13
Tuyau 10	66,65	250	10,36	0,21	0,20
Tuyau 11	15	200	13,29	0,42	0,95
Tuyau 12	76	80	0,86	0,17	0,57
Tuyau 13	65	200	13,86	0,44	1,03
Tuyau 14	25	150	3,68	0,21	0,37
Tuyau 15	97,2	250	9,77	0,20	0,18
Tuyau 16	25	150	4,46	0,25	0,53
Tuyau 17	33	110	0,50	0,05	0,05
Tuyau 18	107	150	3,66	0,21	0,37
Tuyau 19	40	110	0,32	0,03	0,02
Tuyau 20	159,33	150	2,77	0,16	0,22
Tuyau 21	40,3	110	0,73	0,08	0,09
Tuyau 22	26,4	125	1,48	0,12	0,17
Tuyau 23	60	150	1,05	0,06	0,04
Tuyau 24	109,31	60	0,07	0,02	0,02

Suite du tableau IV.6:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 25	110,75	150	0,60	0,03	0,02
Tuyau 26	161	150	4,79	0,27	0,60
Tuyau 27	187,74	150	2,02	0,11	0,13
Tuyau 28	57,53	150	0,98	0,06	0,04
Tuyau 29	77,02	80	0,12	0,02	0,01
Tuyau 30	64	150	0,60	0,03	0,02
Tuyau 31	53	150	0,02	0,00	0,00
Tuyau 32	63,3	125	2,42	0,20	0,42
Tuyau 33	26	150	0,15	0,01	0,00
Tuyau 34	64,5	125	1,99	0,16	0,30
Tuyau 35	76,25	110	2,30	0,24	0,72
Tuyau 36	162,12	110	1,48	0,16	0,33
Tuyau 37	54	60	0,51	0,18	0,91
Tuyau 38	62	60	0,47	0,17	0,79
Tuyau 39	33	110	0,70	0,07	0,09
Tuyau 40	20	90	0,53	0,08	0,14
Tuyau 41	33	60	0,20	0,07	0,18
Tuyau 42	55,22	250	0,67	0,01	0,00
Tuyau 43	10	200	21,51	0,68	2,36
Tuyau 44	39	150	10,53	0,60	2,59
Tuyau 45	97	150	10,73	0,61	2,68
Tuyau 46	20	125	2,11	0,17	0,33
Tuyau 47	15	125	3,17	0,26	0,69
Tuyau 48	50	150	9,27	0,52	2,04
Tuyau 49	58	80	1,23	0,24	1,10
Tuyau 50	74,5	150	7,70	0,44	1,44

Suite du tableau IV.6:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 51	40	125	2,92	0,24	0,60
Tuyau 52	57,28	150	2,32	0,13	0,16
Tuyau 53	45,33	125	0,15	0,01	0,00
Tuyau 54	25	250	5,21	0,11	0,06
Tuyau 55	37	250	7,55	0,15	0,11
Tuyau 56	66,5	250	7,89	0,16	0,12
Tuyau 57	68	200	8,28	0,26	0,40
Tuyau 58	96,25	125	9,60	0,78	5,42
Tuyau 59	31	110	9,25	0,97	9,62
Tuyau 60	20	110	18,04	1,90	34,69
Tuyau 61	77,32	110	0,61	0,06	0,07
Tuyau 62	54	110	8,97	0,94	9,08
Tuyau 63	20	110	9,35	0,98	9,82
Tuyau 65	68,3	125	5,10	0,42	1,66
Tuyau 66	15	125	5,55	0,45	1,93
Tuyau 67	66,6	60	0,72	0,26	1,72
Tuyau 68	98,13	125	4,06	0,33	1,09
Tuyau 69	106,32	100	1,19	0,15	0,35
Tuyau 70	235,04	125	3,68	0,30	0,91
Tuyau 71	207,2	125	5,02	0,41	1,61
Tuyau 72	50	110	0,43	0,05	0,04
Tuyau 73	67,44	200	6,44	0,21	0,25
Tuyau 74	30,45	150	2,34	0,13	0,16
Tuyau 75	64	150	3,30	0,19	0,30
Tuyau 76	29	200	13,48	0,43	0,98
Tuyau 77	60	200	14,08	0,45	1,06

Suite du tableau IV.6:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 78	138	80	1,03	0,20	0,80
Tuyau 79	62	80	0,61	0,12	0,31
Tuyau 80	33	200	6,04	0,19	0,22
Tuyau 81	40	250	6,90	0,14	0,10
Tuyau 82	98,5	250	8,55	0,17	0,14
Tuyau 83	15	80	1,36	0,27	1,33
Tuyau 84	65,4	80	0,28	0,05	0,08
Tuyau 85	63,35	90	0,13	0,02	0,01
Tuyau 86	90	200	1,53	0,05	0,02
Tuyau 87	76,16	90	0,78	0,12	0,27
Tuyau 88	47,03	63	0,42	0,13	0,51
Tuyau 89	137,88	63	0,21	0,07	0,15
Tuyau 90	73,1	75	0,20	0,04	0,05
Tuyau 91	116,82	90	0,15	0,02	0,01
Tuyau 92	154,44	80	0,65	0,13	0,35
Tuyau 93	184	125	1,66	0,14	0,21
Tuyau 94	78,7	200	5,99	0,19	0,22
Tuyau 95	84,83	200	7,28	0,23	0,31
Tuyau 96	68,61	300	7,56	0,11	0,05
Tuyau 97	52	250	12,15	0,25	0,27
Tuyau 98	45	250	10,47	0,21	0,21
Tuyau 99	50	200	0,44	0,01	0,00
Tuyau 100	65,7	200	0,87	0,03	0,01
Tuyau 101	90	90	0,48	0,08	0,12
Tuyau 102	33,22	63	0,26	0,08	0,22
Tuyau 103	100	90	0,67	0,11	0,21

Suite du tableau IV.6:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 114	80,38	110	0,14	0,01	0,00
Tuyau 104	38,14	110	0,36	0,04	0,03
Tuyau 105	58	150	0,10	0,01	0,00
Tuyau 106	208	110	1,81	0,19	0,47
Tuyau 107	56,8	110	0,47	0,05	0,04
Tuyau 108	79	90	0,14	0,02	0,01
Tuyau 109	60,32	90	0,11	0,02	0,01
Tuyau 110	40,1	110	0,07	0,01	0,00
Tuyau 111	61,32	90	0,11	0,02	0,01
Tuyau 112	60	110	0,11	0,01	0,00
Tuyau 113	67,61	90	0,12	0,02	0,01
Tuyau 115	100,03	90	0,19	0,03	0,01
Tuyau 116	121	63	0,22	0,07	0,17
Tuyau 117	158,8	63	0,29	0,09	0,27
Tuyau 118	99,54	63	0,18	0,06	0,11
Tuyau 119	241,15	90	0,44	0,07	0,10
Tuyau 64	46	90	0,30	0,05	0,05
Tuyau 120	33	110	1,04	0,11	0,17
Tuyau 121	62	60	0,11	0,04	0,04
Tuyau 122	204,41	110	0,38	0,04	0,03
Tuyau 123	42	60	0,07	0,02	0,02

Suite du tableau IV.6:

ID Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 124	66,5	49	0,12	0,06	0,15
Tuyau 125	40	49	0,07	0,04	0,05
Tuyau 126	38	60	0,07	0,02	0,02
Tuyau 127	90	60	0,16	0,06	0,10
Tuyau 128	31	110	0,06	0,01	0,00
Tuyau 129	52	125	0,10	0,01	0,00
Tuyau 130	67,2	90	0,12	0,02	0,01
Tuyau 131	46	60	0,09	0,03	0,03
Tuyau 132	45	110	0,08	0,01	0,00
Tuyau 133	56	80	0,10	0,02	0,01
Tuyau 134	36	49	0,06	0,03	0,04
Tuyau 135	39,4	49	0,07	0,04	0,05
Tuyau 136	41	60	0,08	0,03	0,02
Tuyau 137	53,54	50	0,10	0,05	0,07
Tuyau 138	96	90	0,02	0,00	0,00
Tuyau 139	97,77	150	8,49	0,48	1,73
Tuyau 140	60	110	0,11	0,01	0,00

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

IV. Tableau IV.7 : Charges et pressions dans le réseau existant :

ID Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 1	365,24	0,28	376,49	11,25
Noeud 2	350	0,32	376,48	26,48
Noeud 3	355,96	0,18	376,48	20,52
Noeud 4	352,66	0,315	376,48	23,82
Noeud 5	346,52	0,21	376,47	29,95
Noeud 6	351,25	0,26	376,42	25,17
Noeud 7	340	0,215	376,46	36,46
Noeud 9	327,23	0,36	376,45	49,22
Noeud 64	340	0,45	376,41	36,41
Noeud 65	345,88	0,29	376,41	30,53
Noeud 8	323,90	0,38	376,34	52,44
Noeud 10	322,77	0,38	376,44	53,67
Noeud 11	338,91	0,51	376,39	37,48
Noeud 12	331,54	0,3	376,38	44,84
Noeud 13	321,92	0,28	376,38	54,46
Noeud 14	291,26	0,57	376,34	85,08
Noeud 15	286,68	0,2	376,34	89,66
Noeud 16	260	0,35	376,30	116,30
Noeud 17	255	0,4	376,30	121,30
Noeud 63	265	0,36	376,30	111,30
Noeud 18	273,84	0,52	376,30	102,46
Noeud 19	294,14	0,95	376,29	82,15
Noeud 20	260	0,75	376,27	116,27
Noeud 67	270	0,26	376,27	106,27

Suite du tableau IV.7 :

ID Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 68	305,5	0,29	376,27	70,77
Noeud 21	279,99	0,4	376,27	96,28
Noeud 22	310	0,28	376,27	66,27
Noeud 23	311,25	0,36	376,25	65,00
Noeud 69	298,43	0,52	376,19	77,76
Noeud 81	273,20	0,51	376,14	102,94
Noeud 82	260,7	0,275	376,09	115,39
Noeud 83	270,75	0,1	376,09	105,34
Noeud 84	272,71	0,21	376,09	103,38
Noeud 85	278,11	0,13	376,08	97,97
Noeud 24	312,63	0,39	376,25	63,62
Noeud 25	308,25	0,25	376,23	67,98
Noeud 26	287,38	0,225	376,12	88,74
Noeud 27	303,73	0,34	375,97	72,24
Noeud 28	294,13	0,17	375,96	81,83
Noeud 29	289,08	0,25	375,95	86,87
Noeud 30	278,42	0,335	376,02	97,60
Noeud 31	261,57	0,42	375,92	114,35
Noeud 32	281,74	0,36	375,92	94,18
Noeud 33	290,61	0,255	375,92	85,31
Noeud 34	294,46	0,435	375,93	81,47
Noeud 35	297,41	0,34	375,93	78,52
Noeud 36	301,54	0,39	375,94	74,40
Noeud 70	261	0,29	375,39	114,39
Noeud 37	250	0,19	375,10	125,10

Suite du tableau IV.7 :

ID Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 40	250	17,315	374,40	124,40
Noeud 61	267,7	0,38	374,40	106,70
Noeud 38	255	0,26	375,59	120,59
Noeud 39	262,81	0,25	375,78	112,97
Noeud 76	270,37	0,276	375,81	105,44
Noeud 41	290	0,81	375,89	85,89
Noeud 42	280,47	0,91	376,10	95,63
Noeud 43	301,8	0,57	376,44	74,64
Noeud 62	290	0,26	376,10	86,10
Noeud 44	304,11	0,29	376,42	72,31
Noeud 45	312,51	0,54	376,42	63,91
Noeud 66	330	0,425	376,31	46,31
Noeud 46	307,97	0,25	376,44	68,47
Noeud 47	318,59	0,285	376,45	57,86
Noeud 48	342	0,265	376,46	34,46
Noeud 49	313,21	0,435	376,43	63,22
Noeud 75	295,2	0,15	376,42	81,22
Noeud 50	289,76	0,26	376,42	86,66
Noeud 51	296,86	0,54	376,42	79,56
Noeud 52	292,86	0,57	376,40	83,54
Noeud 53	291,35	0,22	376,37	85,02
Noeud 55	310,10	0,5	376,37	66,27
Noeud 54	295,93	0,35	376,37	80,44

Suite du tableau IV.7 :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 57	320	0,425	376,45	56,45
Noeud 58	338,31	0,28	376,48	38,17
Noeud 59	358,65	0,52	376,47	17,82
Noeud 60	332,76	0,325	376,45	43,69
Noeud 77	346,26	0,225	376,46	30,20
Noeud 78	351,11	0,16	376,45	25,34
Noeud 79	338,98	0,25	376,45	37,47
Noeud 80	328,95	0,215	376,45	47,50
Noeud 71	283	0,55	376,12	93,12
Noeud 72	321,31	0,9	359,40	38,09
Noeud 73	315,75	0,29	359,40	43,65
Réservoir R1	374,5	Sans Valeur	376,50	2,00
Réservoir R2	357,5	Sans Valeur	359,50	2,00

Conclusion :

Après la simulation on a constaté que le réseau est très déséquilibré. Nous remarquons qu'il y'a des dépressions et des excès de pression et on remarque qu'une bonne partie du réseau fonctionne avec des vitesses faibles.

Dans le prochain chapitre, on détaillera les défaillances du réseau existant et l'ensemble des solutions qui assure le bon fonctionnement du réseau.

Introduction :

Vu les problèmes trouvés dans le réseau de distribution de la ville Grarem Gouga, en essaient d'identifier les problèmes du passage à une alimentation continue de la ville, nous devons, positionner les différents problèmes, de pression et de fuite, causés par ce passage et enfin justifier le choix de la solution envisagée (modulation de la pression) parmi toutes autres solutions existantes.

I. Constatation :

D'après nos calculs, on constate que :

a-Cas de pointe :

1/ Les résultats des pressions obtenues sont défavorables c'est-à-dire que la majorité des pressions dépassent la norme. Ces pressions ne peuvent assurer l'alimentation des abonnés convenablement et est alimenté a partir du réservoir 1000m³ qui a une cote de radier de 374,5 m donc la dénivelé elle est de 124,5m, donc tous les nœuds qui sont alimentés par ce réservoir ont des fortes pressions.

2/Ces pressions élevées présentées ci-dessous peuvent facilement fatiguer les conduites sur tout aux heures creuses ou la consommation est très faible, ce qui provoque par conséquence apparition des fuites et le disfonctionnement des appareils.

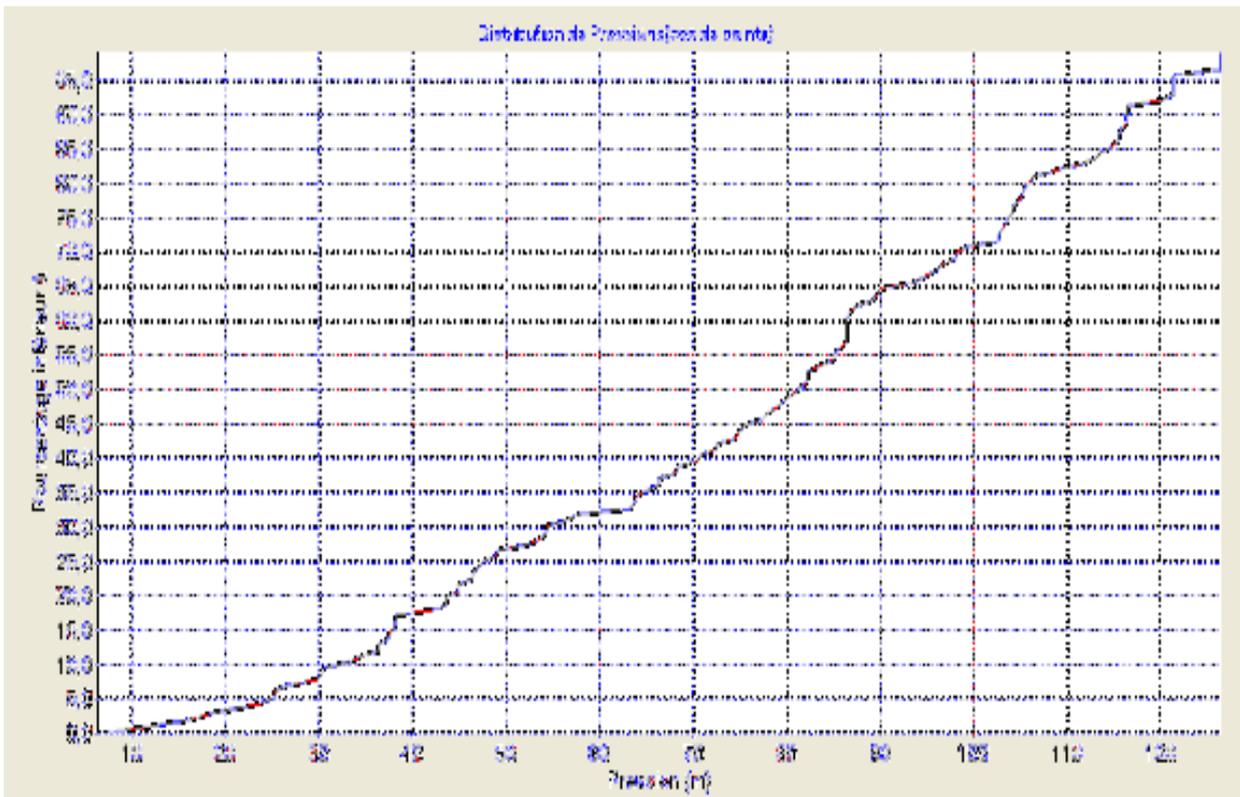


Fig. V .1. Courbe de Distribution de Pressions

Des pressions aussi élevées entraînent sur des réseaux fragiles une augmentation importante de la fréquence des casses et du débit des fuites, tant sur le réseau de la ville que dans les installations intérieures.

Les responsables de la distribution d'Alger ont expérimenté l'effet négatif de l'excès de pression quand ils ont tenté d'alimenter en permanence certains quartiers du Centre Ville.

Il leur a fallu sept mois pour résorber les fuites créées pendant leurs essais.

La zone concernée par la modulation de la pression correspond bien à une zone à forte pression (supérieur à 60 m.c.e) sur le modèle, et cela sur presque toute la journée.

Les Figure. V . (2) et (3) présentent une simulation pour deux périodes de consommation (heure creuse, heure de pointe).

Ann. V, 1255 618

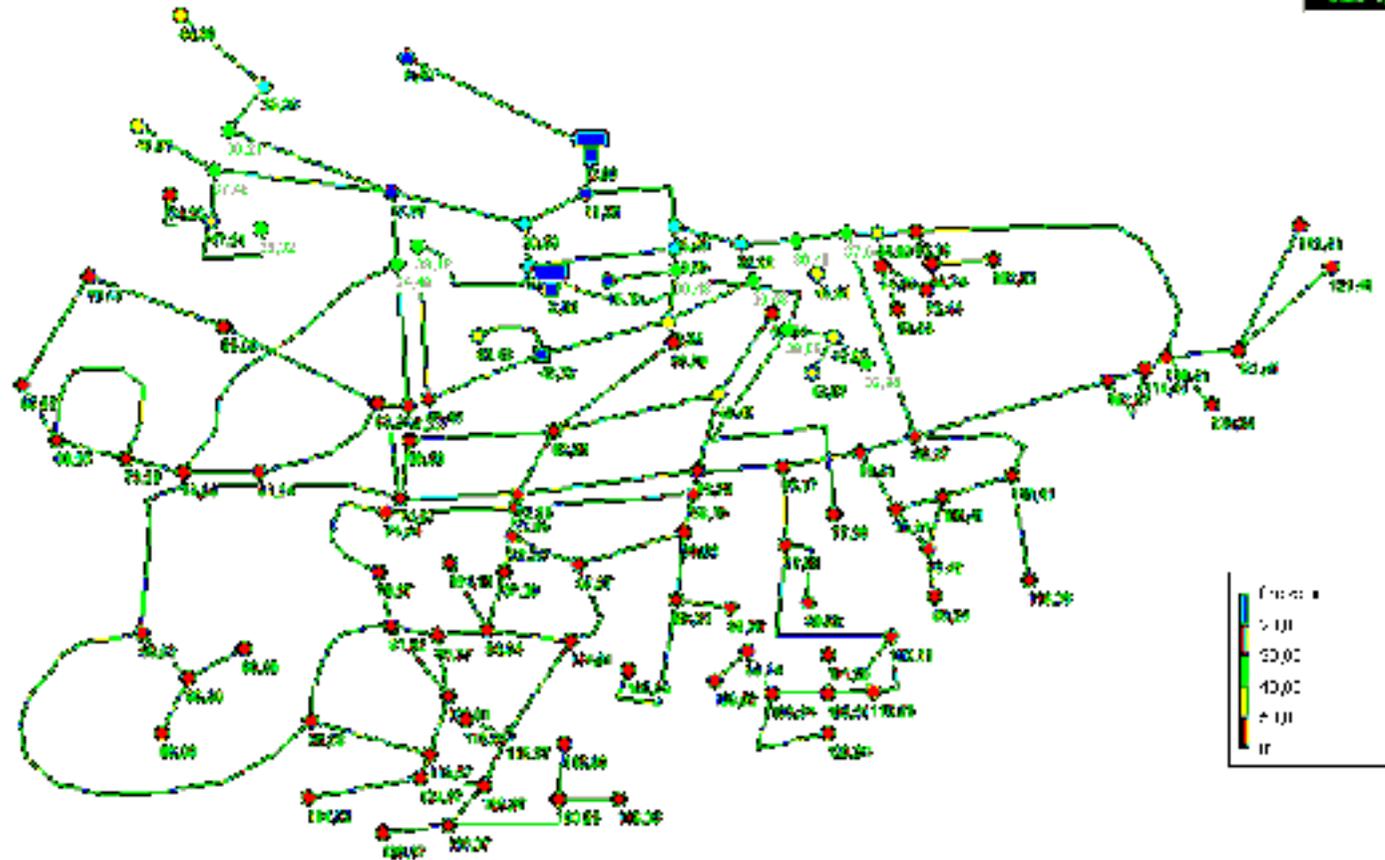


Fig. V.2: Simulation avant modulation (heure creuse (00 :00)).

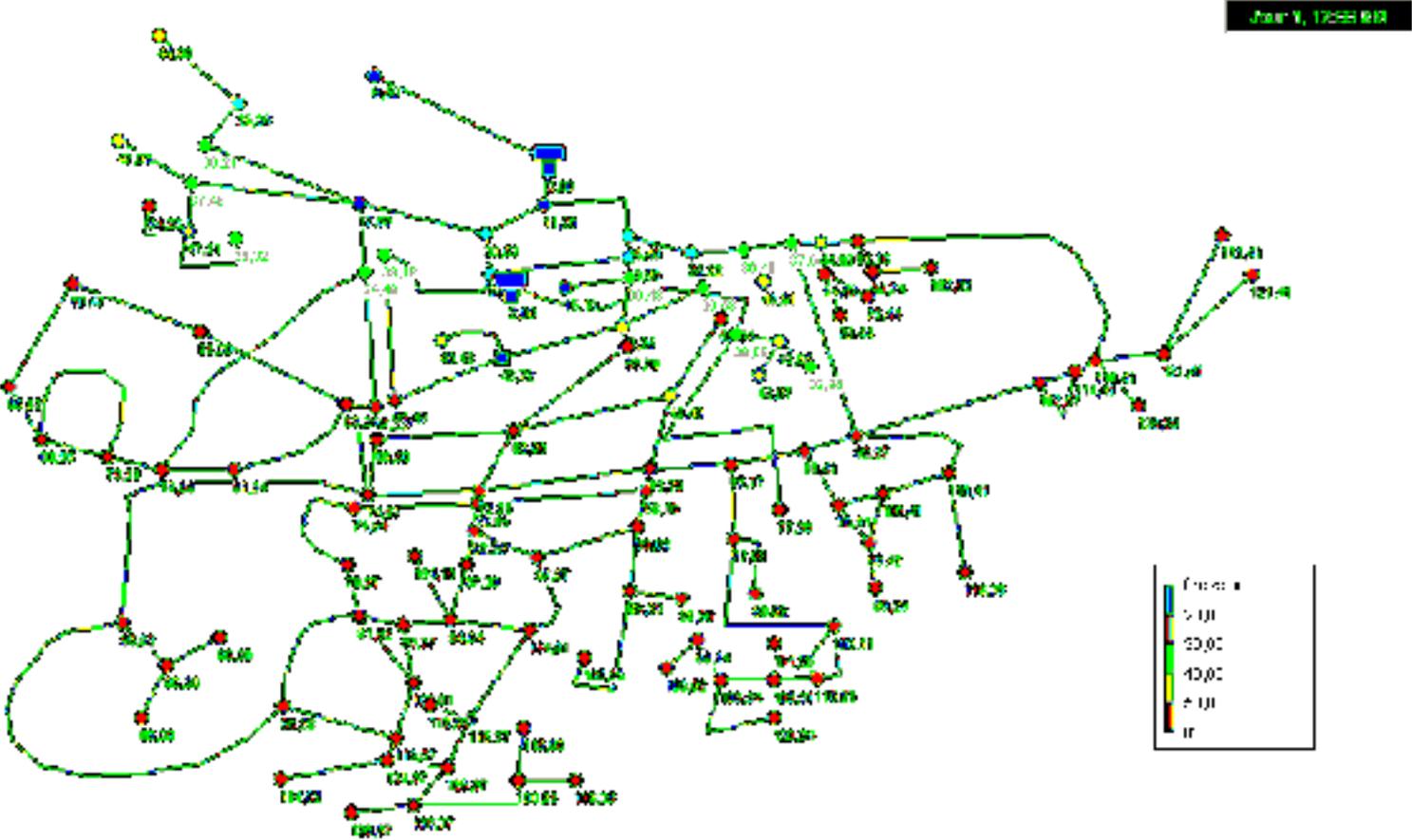


Fig. V .3: Simulation avant modulation (heure de pointe (12 :00)).

1/ Les vitesses dans le réseau d'alimentation en eau potable sont très faibles, sachant que la vitesse admissible dans un tronçon est entre 0.5m/s à 1.8m/s, les vitesses dans ces tronçons sont comprises entre 0.04m/s jusqu'à 0,3m/s et voir même une vitesse de 0.01 m/s où on peut dire qu'il n'y a pas d'écoulement. Ce indique que ce réseau a été dimensionner pour un fonctionnement discontinue.

2/la majorité des conduits ont une perte de charge unitaire très faible dues aux vitesses faible. Ce sont ces tronçons qui causent d'énormes problèmes au réseau.

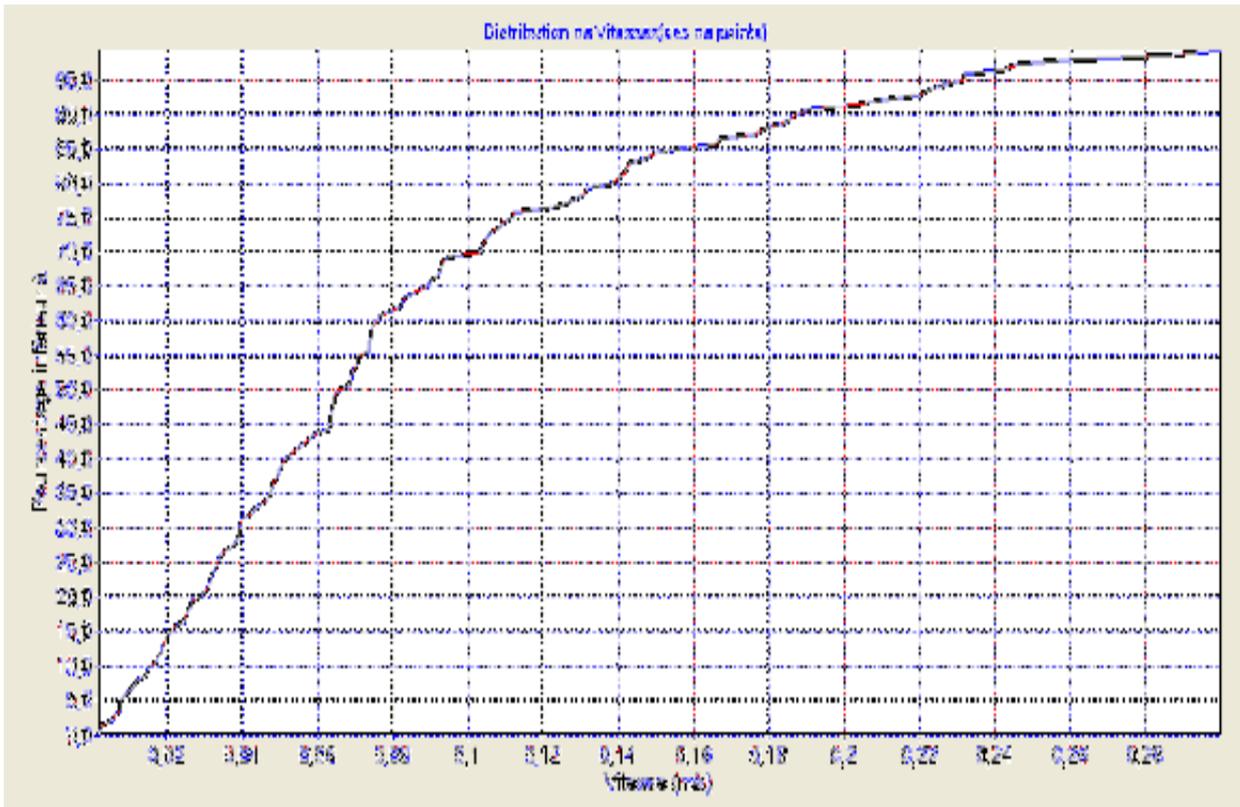


Fig. V.4.Courbe de Distribution de vitesse

3 /Les vitesses très faibles, ce qui a probablement une incidence sur la qualité de l'eau distribuée. la Figure. V.5 ;présente une requête faite par *EPANET* à midi (heure de pointe) sur les vitesses inférieures à 0,3 m/s. nous pouvons ainsi dire que l'une des origines des fortes pressions dans le réseau est due peut-être à ces faibles vitesses.

Jour 1, 12:07 AM

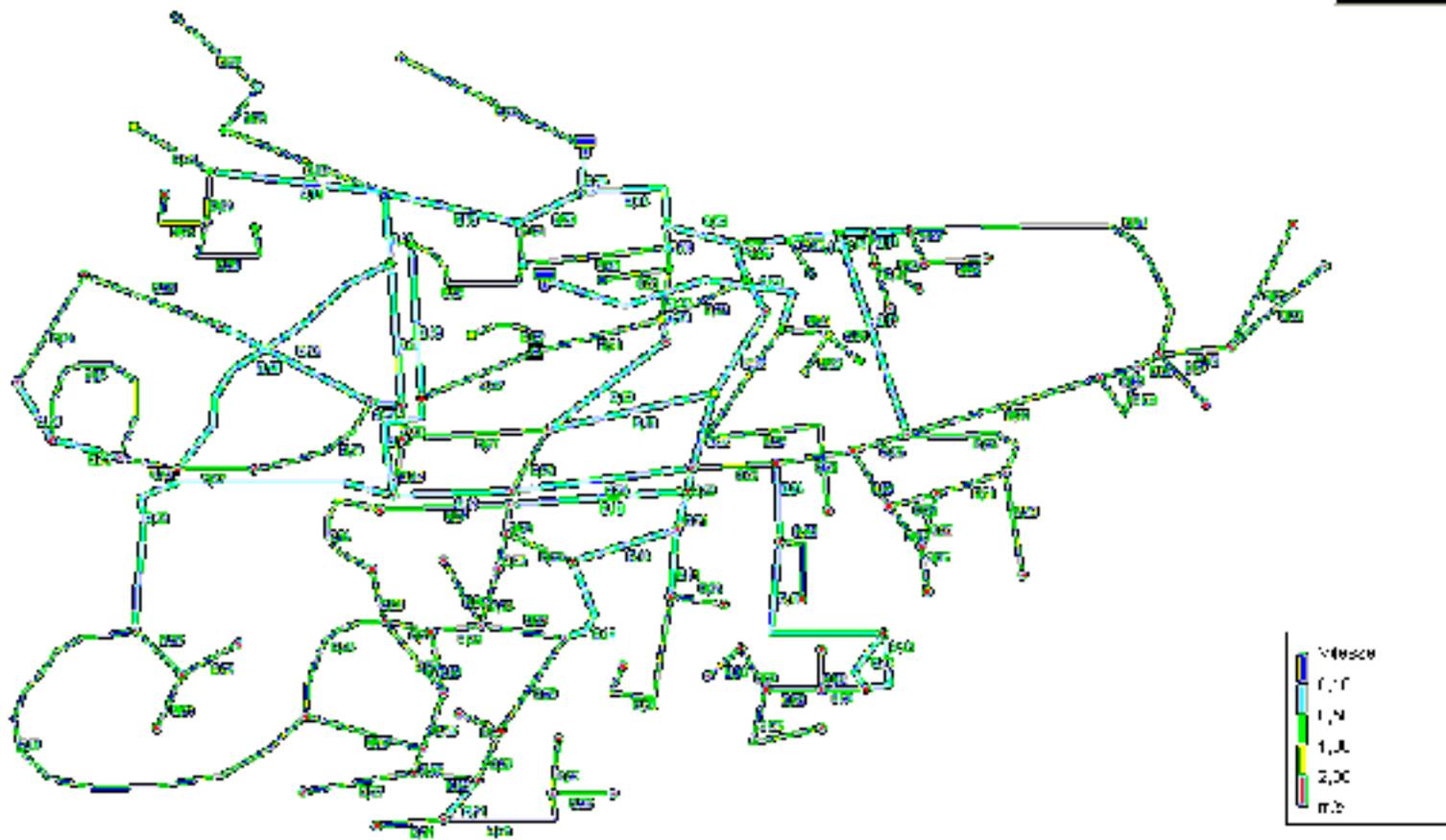


Fig. V.5: Vitesses inférieures à 0,3 m/s (en bleu).

b-Cas de pointe et incendie:

La simulation du réseau en état actuelle pendant l'heure de pointe montre que le nœud 40 c'est le point le plus défavorable dans le réseau, donc ce nœud reste le plus défavorable en cas d'incendie quand le débit augmenté de 17 l/s .

Les résultats de calcul du réseau pendant l'heure de pointe et incendie seront représentés par les courbes suivantes :

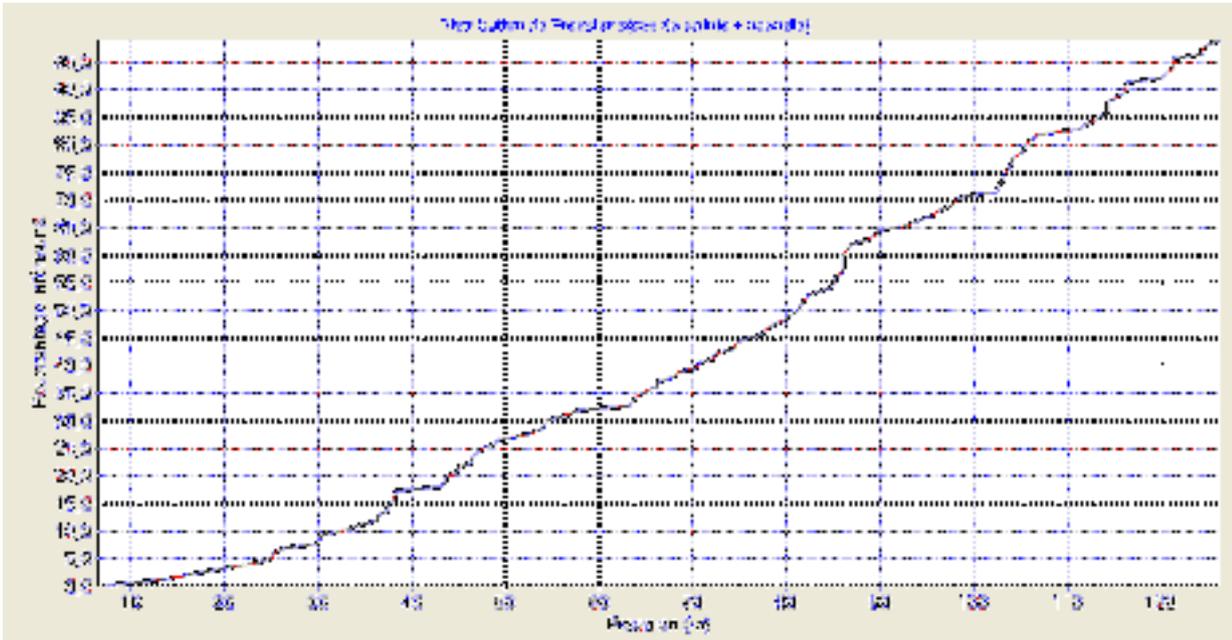


Fig. V. 6. Courbe de Distribution de Pression (cas de pointe et incendie)

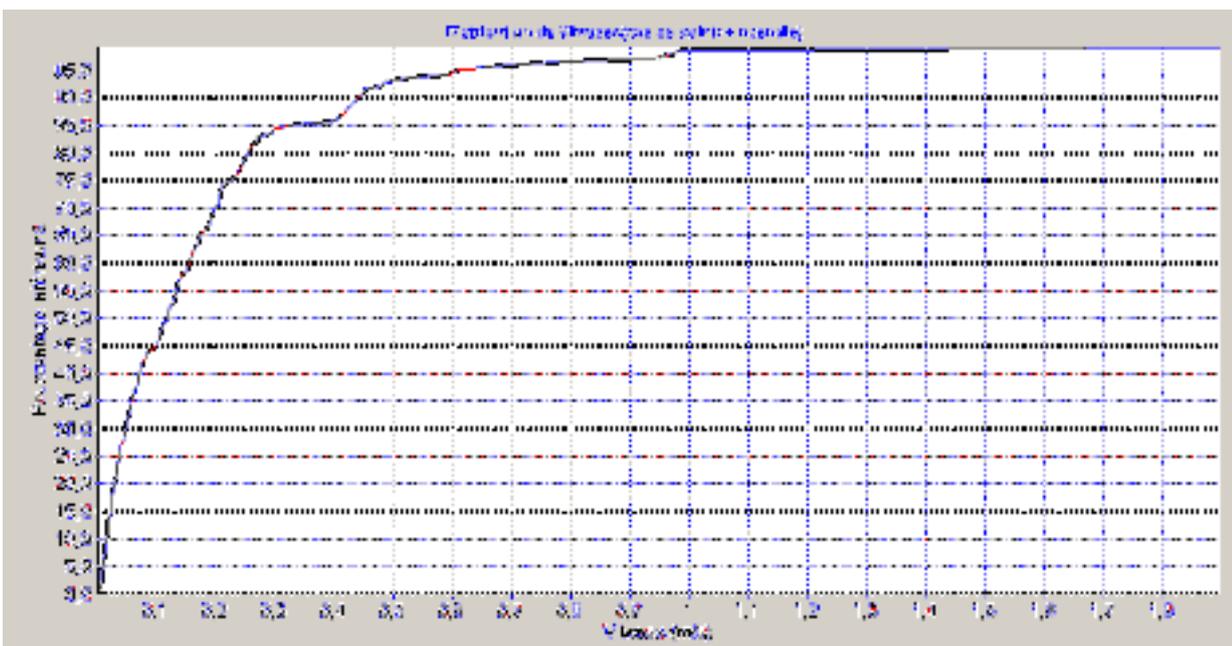


Fig. V. 7. Courbe de Distribution de vitesse (cas de pointe et incendie)

D'après les courbes dessus qui représentent la distribution de pressions et de vitesses.

les résultats de calcul du réseau pendant l'heure de pointe et incendie seront représentés une augmentation de vitesse dans quelques tronçons mais les pressions restent élevés.

Jour 1, 12:00:00

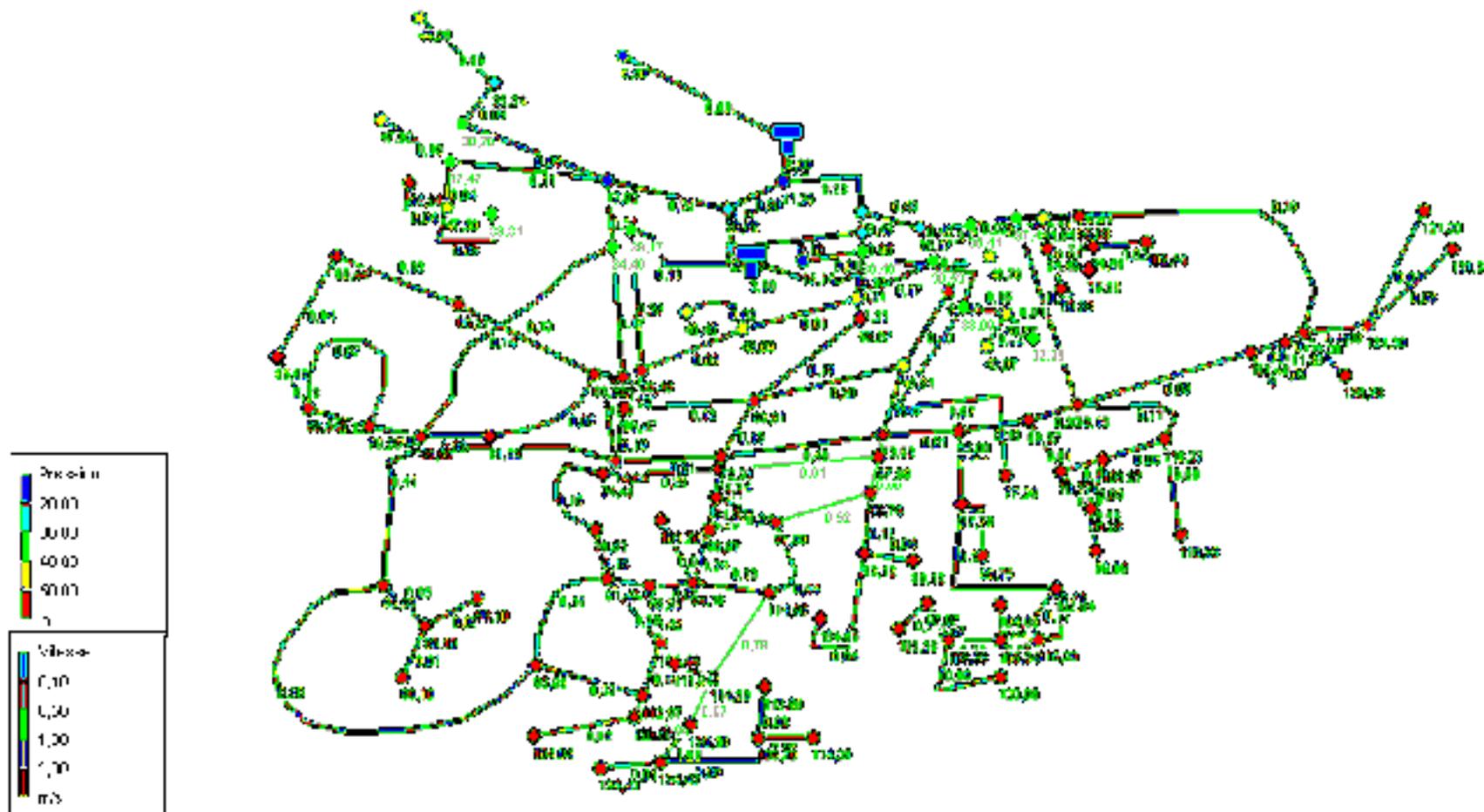


Fig. V.8 : Simulation avant modulation (heure de pointe et incendie (12 :00)).

II. Effets des fortes pressions :

II.1. Pression et pertes d'eau :

L'étude a d'abord mis en évidence une relation nette entre le débit de nuit, dont les fuites sont la composante essentielle, et la pression de service : [2]

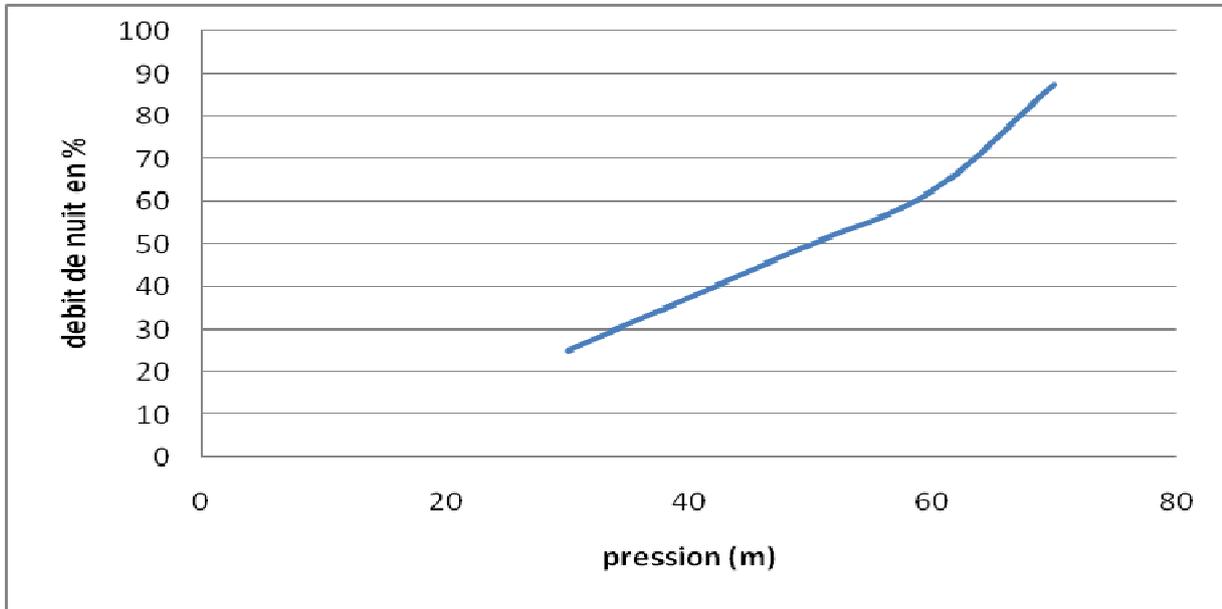


Fig. V.9 : Relation entre débit de nuit et pression de service

Sur le graphique, le débit de nuit suit la pression de façon quasi linéaire : il passe de 25% à 30 m de pression de nuit à 85% à 70 m.

La pression a clairement une incidence sur le débit des fuites et sur leur nombre, c'est à- dire sur leur rythme d'apparition.

II.2.Pression et fréquence des casses :

D'autres études ont indiqués une forte corrélation entre la pression de service de nuit et la fréquence des fuites réparées .

Dans l'exemple ci-dessous issu d'une autre source ;le nombre de fuites varie au cube du rapport des pressions de nuit.

Nous venons de voir que les pressions statiques trop élevées créent des fuites. Une variation brusque de pression peut en créer aussi : [4]

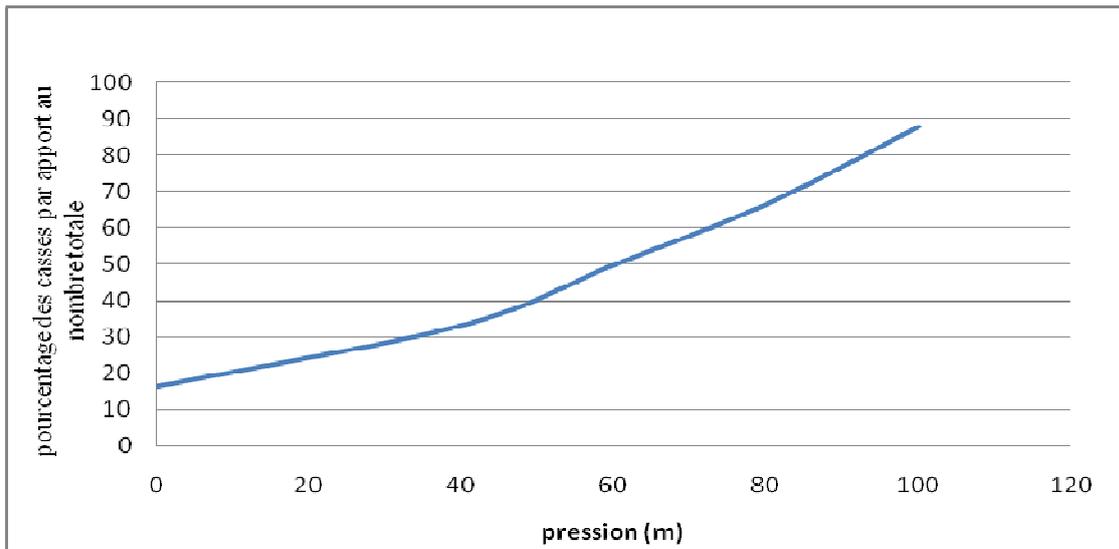


Fig. V.10 : pourcentage des cassures en fonction de la pression de nuit

III. Propositions

Afin de bien comprendre le fonctionnement du réseau et de contrôler la bonne communication entre les différents tronçons et maillages, des mesures de pressions et de débits aux différents points du réseau étaient nécessaires.

Pour éviter les problèmes cités auparavant nous préconisons les solutions suivantes :

1. pour corriger les surpressions dans la partie basse de la ville on propose de réparer le réducteur de pression et d'installer d'autres réducteurs de pression de telle façon à équilibrer le réseau de point de vue pression dans l'espace (avoir des pressions acceptables dans chaque nœud du réseau) et dans le temps (avoir des pressions acceptables dans le même nœud pendant l'heure de pointe et l'heure creuse).
2. Lorsque la pression du réseau de distribution est excessive, il convient de la réduire et de la stabiliser. Un stabilisateur aval est un équipement installé sur une canalisation et délivrant une pression aval stabilisée et fixée.
3. Réparation des branchements et des fuites avec un bon raccordement.

Tableau. V.1 : réducteurs et stabilisateurs de pression à installer :

conduites	Accessoire installé	Valeur de la réduction
N11-N19	Réducteur de pression	25 m.c.e
N14-N16	Réducteur de pression	50m.c.e
N23-N69	Réducteur de pression	50 m.c.e
N24-N25	Réducteur de pression	50 m.c.e
N47-N49	Réducteur de pression	25 m.c.e
N69-N81	Stabilisateur de pression	25 m.c.e
N19-N20	Stabilisateur de pression	25 m.c.e

III.1. Le rôle de la réducteur et stabilisateur de pression :

Lorsque la pression du réseau de distribution est excessive, il convient de la réduire et de la stabiliser. Un stabilisateur aval est un équipement installé sur une canalisation et délivrant une pression aval stabilisée fixée, quel que soit le débit appelé (compris dans la gamme d'utilisation du stabilisateur) et la pression amont (à condition que celle-ci soit supérieure à la pression aval de consigne du stabilisateur). L'installation de ces équipements doit comporter : [5]



- une vanne d'isolement amont et une vanne d'isolement aval, ainsi qu'un by-pass pour permettre sa maintenance ;
- un filtre en amont pour assurer sa protection.

III.2. Modulation et régulation de la pression :

Parmi les applications les plus courantes des régulateurs de pression est la modulation et la régulation de la pression dans les réseaux de distribution.

La différence entre la modulation et la régulation réside dans le fait qu'en régulation, grâce au régulateur de pression seul, nous devons avoir une pression de sortie constante quelque soit l'heure de la journée, et donc quelque soit le débit de consommation, et aussi la pression en amont du stabilisateur. Par contre, en modulation, la pression de sortie d'une vanne de régulation doit être variable dans la journée et ce grâce à un modulateur électronique monté avec la vanne de régulation. Grâce à la modulation de pression, le confort de l'abonné doit être assuré avec une pression et un débit **nécessaires et suffisants**

La figure ci-après montre un exemple de la différence entre une pression de sortie modulée et une pression-réglée

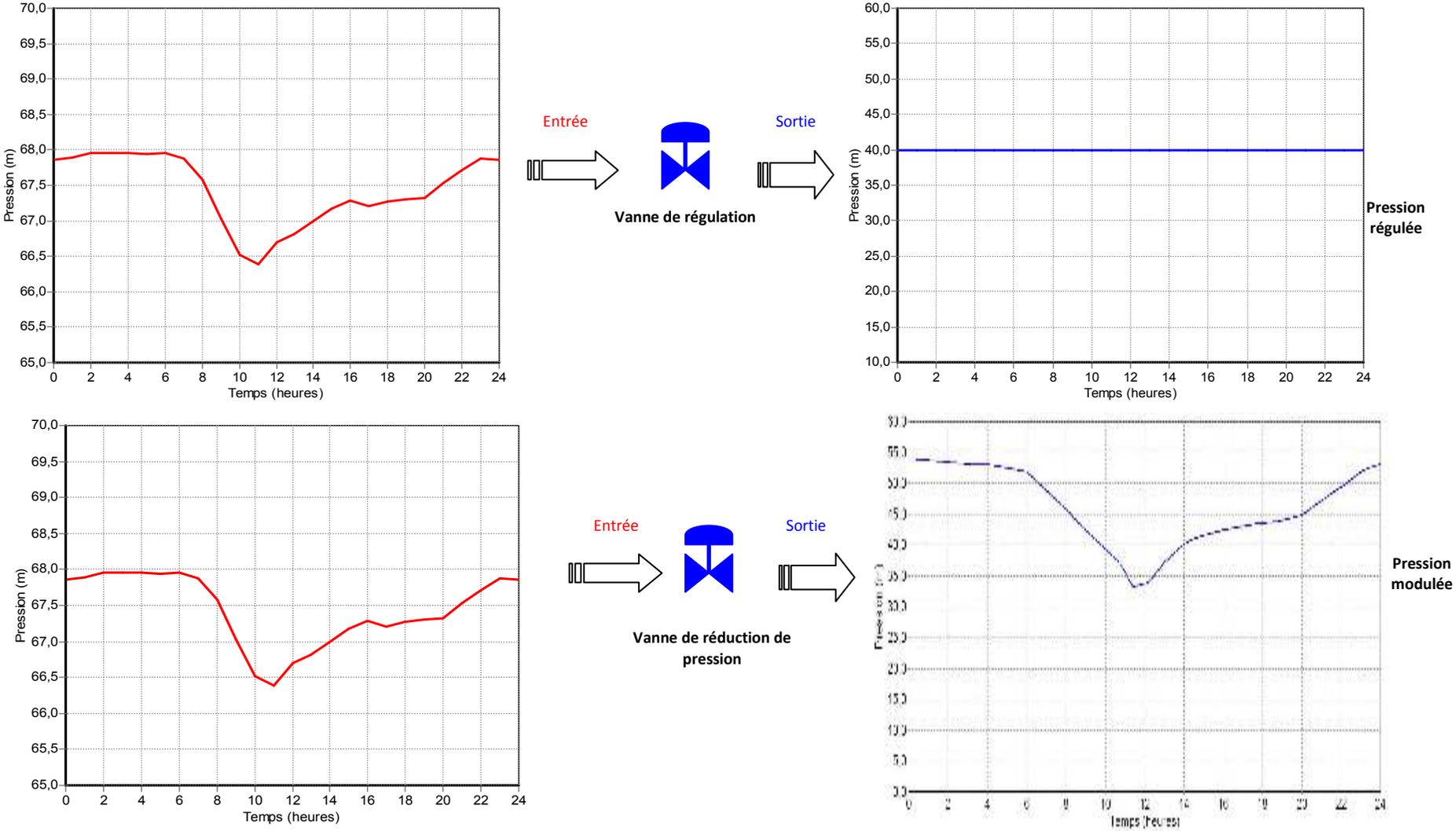


Fig. V.11 : Modulation et régulation de la pression

IV- Simulation du réseau après proposition des solutions :

Avec l'environnement de commandes d'*EPANET*, nous pouvons programmer une vanne de régulation de type stabilisatrice aval et réduction de pression en lui attribuant une consigne dépendant du débit passant dans la vanne elle-même (ou dans un autre arc du réseau), ou même de l'état d'un autre élément quelque soit son type (Pression dans un nœud, niveau d'eau dans un réservoir...).

IV-1- cas de pointe :

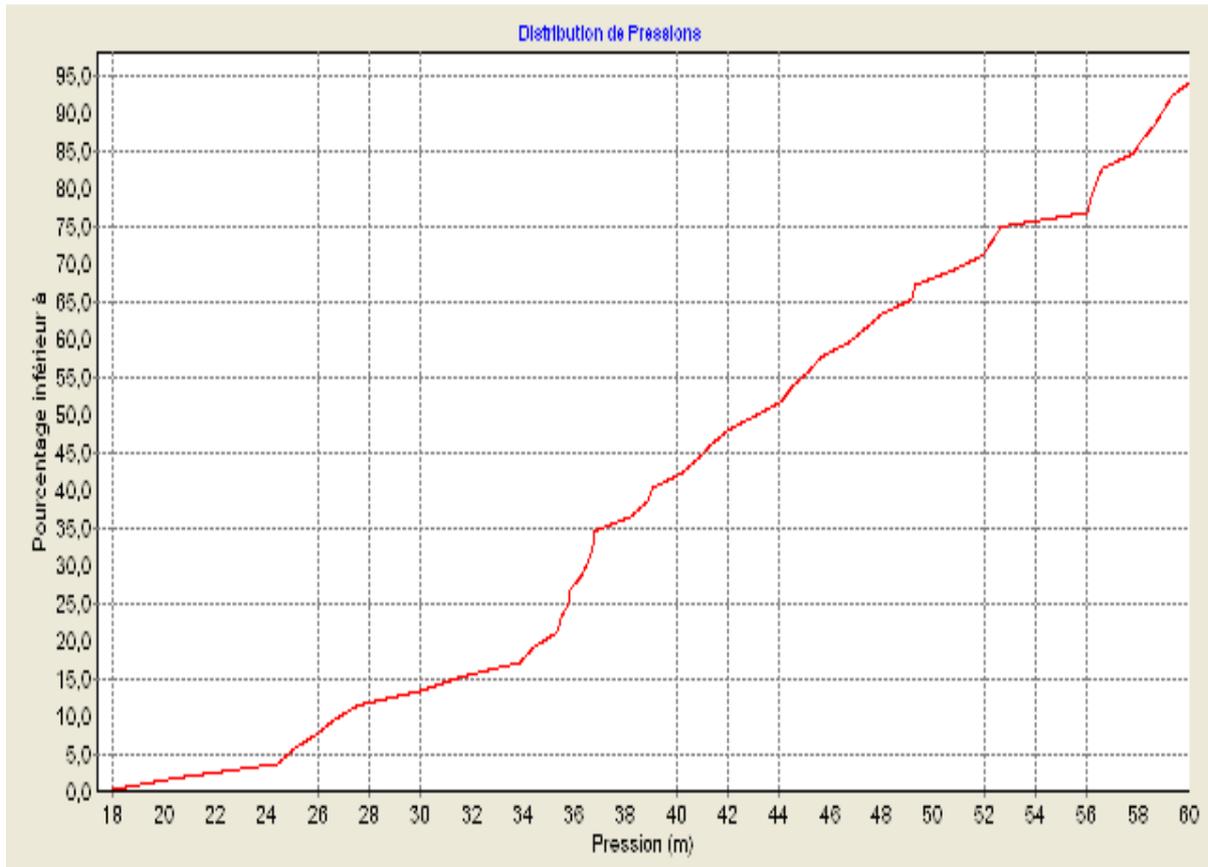


Fig. V. 12. Courbe de Distribution de Pressions (cas de pointe)

On a remarqué qu'après avoir réalisé ces changements au réseau, on a pu diminuer les pressions de 50 m.c.e, dans quelque nœud.

Nous présentons ci-après une simulation en maintenant la pression de sortie du stabilisateur constante et égale à 25 m, et celle du réducteur de pression égale à 50 m

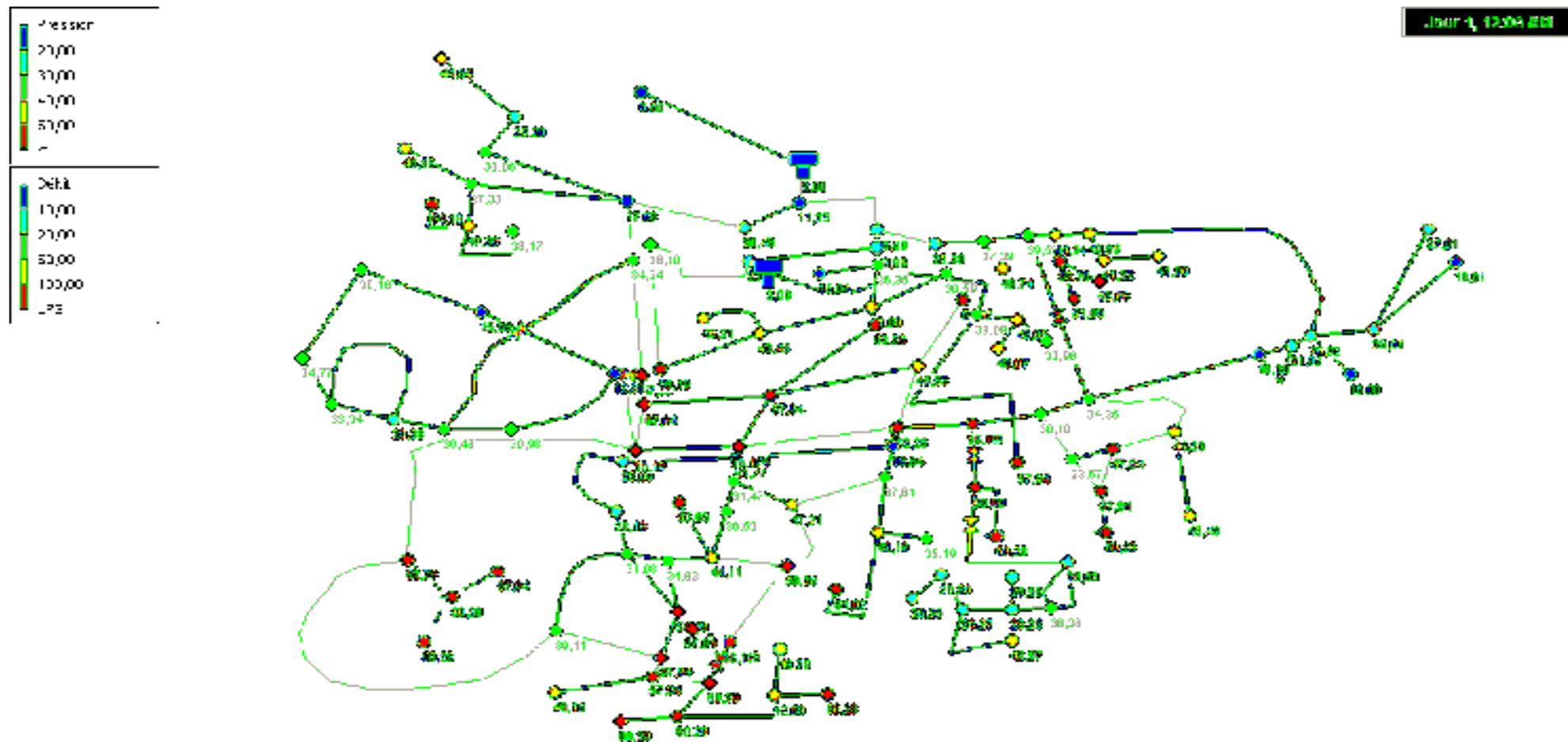


Fig. V. 13: Nœuds et arcs du réseau Avec réduction de pression.

Donc avec la réduction de pression il y a une amélioration du fonctionnement du réseau et son l'équilibrage du réseau du point de vue pressions.

Les résultats de la simulation sont les suivants :

Tableau .V.2 : Les pressions après les changements :

ID Noeud	Altitude m	Demande L/S	Pression m
Noeud 1	365,24	0,28	18,26
Noeud 2	350	0,32	26,49
Noeud 3	355,96	0,18	20,53
Noeud 4	352,66	0,315	23,83
Noeud 5	346,52	0,21	29,96
Noeud 6	351,25	0,26	25,22
Noeud 7	340	0,215	36,48
Noeud 9	327,23	0,36	49,25
Noeud 64	340	0,45	36,46
Noeud 65	345,88	0,29	30,58
Noeud 8	323,90	0,38	52,54
Noeud 10	322,77	0,38	53,70
Noeud 11	338,91	0,51	37,54
Noeud 12	331,54	0,3	44,90
Noeud 13	321,92	0,28	54,52
Noeud 14	291,26	0,57	55,16
Noeud 15	286,68	0,2	61,74
Noeud 16	260	0,35	56,41
Noeud 17	255	0,4	61,41
Noeud 63	265	0,36	61,41
Noeud 18	273,84	0,52	52,57
Noeud 19	294,14	0,95	57,27
Noeud 20	260	0,75	41,41
Noeud 67	270	0,26	56,41
Noeud 68	305,5	0,29	45,91
Noeud 21	279,99	0,4	51,42
Noeud 22	310	0,28	41,41
Noeud 23	311,25	0,36	40,17
Noeud 69	298,43	0,52	27,93
Noeud 81	273,20	0,51	53,11
Noeud 82	260,7	0,275	45,56
Noeud 83	270,75	0,1	55,51
Noeud 84	272,71	0,21	53,54
Noeud 85	278,11	0,13	48,14
Noeud 24	312,63	0,39	53,79

Suite Tableau 1V.8 :

ID Noeud	Altitude m	Demande L/S	Pression m
Noeud 25	308,25	0,25	18,16
Noeud 26	287,38	0,225	39,02
Noeud 27	303,73	0,34	32,65
Noeud 28	294,13	0,17	32,25
Noeud 29	289,08	0,25	37,30
Noeud 30	278,42	0,335	47,97
Noeud 31	261,57	0,42	48,81
Noeud 32	281,74	0,36	44,64
Noeud 33	290,61	0,255	35,77
Noeud 34	294,46	0,435	31,92
Noeud 35	297,41	0,34	28,97
Noeud 36	301,54	0,39	49,84
Noeud 70	261	0,29	55,37
Noeud 37	250	0,19	60,37
Noeud 53	291,35	0,22	55,05
Noeud 55	310,10	0,5	41,30
Noeud 54	295,93	0,35	30,47
Noeud 40	250	0,315	56,37
Noeud 61	267,7	0,38	58,66
Noeud 38	255	0,26	51,37
Noeud 39	262,81	0,25	43,57
Noeud 76	270,37	0,276	56,01
Noeud 41	290	0,81	36,38
Noeud 42	280,47	0,91	45,92
Noeud 43	301,8	0,57	59,67
Noeud 62	290	0,26	60,39
Noeud 44	304,11	0,29	42,36
Noeud 45	312,51	0,54	53,96
Noeud 66	330	0,425	46,43
Noeud 46	307,97	0,25	58,50
Noeud 47	318,59	0,285	47,88
Noeud 48	342	0,265	34,48
Noeud 49	313,21	0,435	38,24
Noeud 75	295,2	0,15	56,24
Noeud 50	289,76	0,26	60,68
Noeud 51	296,86	0,54	54,58
Noeud 52	292,86	0,57	58,56

Suite Tableau 1V.8 :

ID Noeud	Altitude m	Demande L/S	Pression m
Noeud 57	320	0,425	56,48
Noeud 58	338,31	0,28	38,18
Noeud 59	358,65	0,52	17,83
Noeud 60	332,76	0,325	43,72
Noeud 77	346,26	0,225	30,21
Noeud 78	351,11	0,16	25,36
Noeud 79	338,98	0,25	37,48
Noeud 80	328,95	0,215	47,51
Noeud 71	283	0,55	58,39
Noeud 72	321,31	0,9	38,09
Noeud 73	315,75	0,29	43,65
Réservoir R1	374,5	Sans Valeur	2,00
Réservoir R2	357,5	Sans Valeur	2,00

Interprétation :

Après cette simulation et en tenant compte les solutions et les valeurs proposées, les résultats indiquent une amélioration du fonctionnement du réseau. Ces réducteurs de pressions que nous avons reparties dans le réseau nous a permis aussi de réduire les pressions a des normes acceptables, qui permettent de protéger toute l'installation des problèmes dues a un excès de pression.

Du coté des vitesses dans le réseau de distribution, la simulation nous indique que plusieurs conduite du réseau ont des vitesses inférieur a 0.5 m/s.

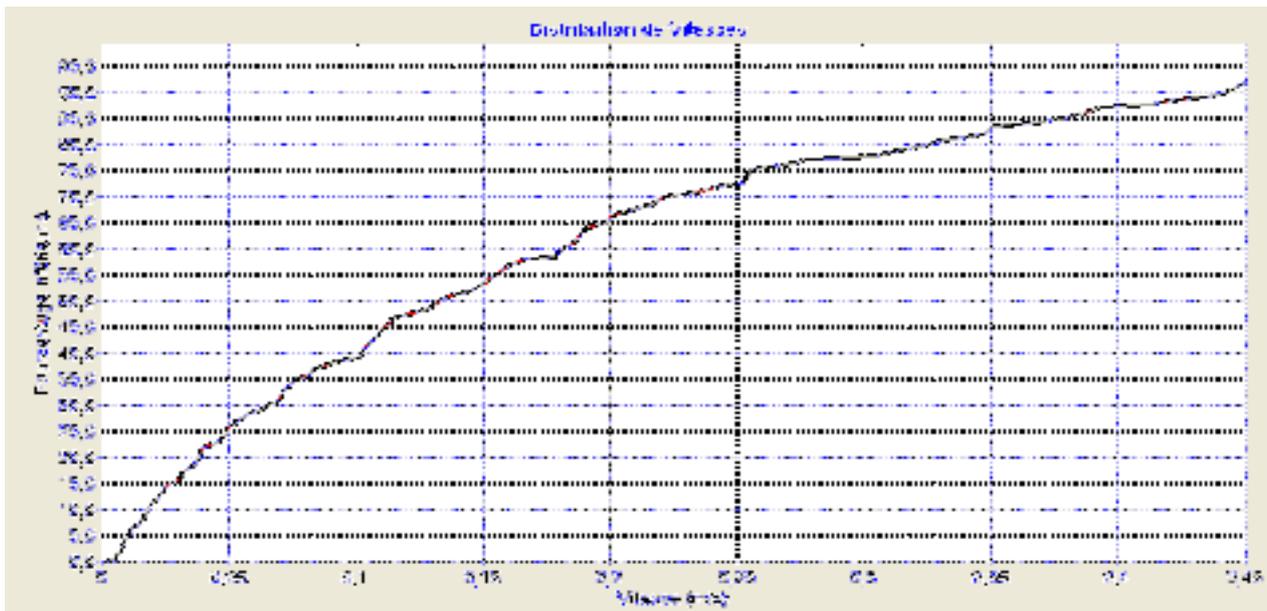


Fig. V. 14.Courbe de Distribution de vitesse(cas de pointe)

Conclusion

La simulation du réseau après proposition des solutions montre une amélioration du fonctionnement du réseau du côté pressions. Mais du côté des vitesses dans le réseau de distribution, la simulation nous indique que plusieurs conduites du réseau ont des vitesses inférieures à 0.5 m/s même avec les accessoires installés (réducteurs de pression et stabilisateur de pression).

Le réseau d'AEP de la ville Grarem Gouga est incapable de satisfaire les besoins en eau à cause de :

- Le réseau arrive presque à sa limite d'âge, car il a été posé dans les années quatre-vingt (1980).
- La fréquence de pollution de l'eau potable par les eaux usées.

Nos satisfactions des critères d'un fonctionnement hydraulique à cet effet, la solution idéale est de faire une réhabilitation du système D'AEP pour satisfaire toutes les conditions techniques du bon fonctionnement.

Introduction :

La réhabilitation du fonctionnement du réseau doit décrire le comportement réel du réseau, En fonction de l'utilisation du modèle, un niveau de détail doit être défini. Le modèle ne considérera que certaines conduites du réseau et certains abonnés seront rassemblés sur des nœuds. Il n'existe pas de règles précises pour la simplification de réseau, mais certaines sont fréquemment utilisées :

- Suppression des conduites de petits diamètres ou de petites longueurs ;
- Suppression des conduites en antenne ;
- Agglomération de plusieurs abonnés en un même nœud ;
- Concaténation de conduites de même diamètre et même matériau ;
- Distinction entre abonnés de nature différente : domestique, industriel, autres.

Donc il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution qui consistent à projeter un nouveau système d'alimentation en eau potable.

I- Les types de réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

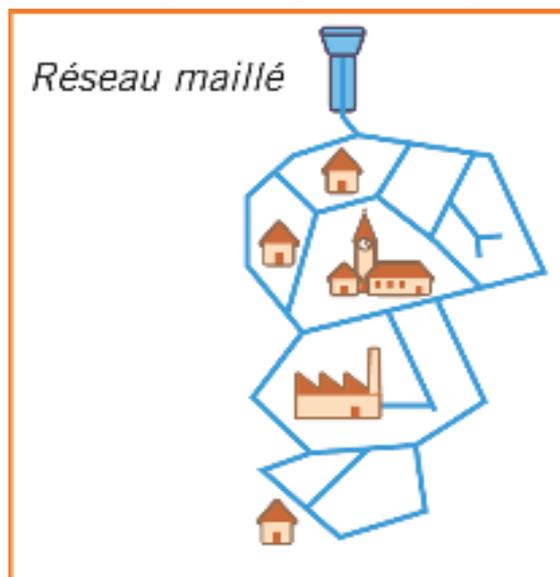
- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.

I-1- Réseaux maillés :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

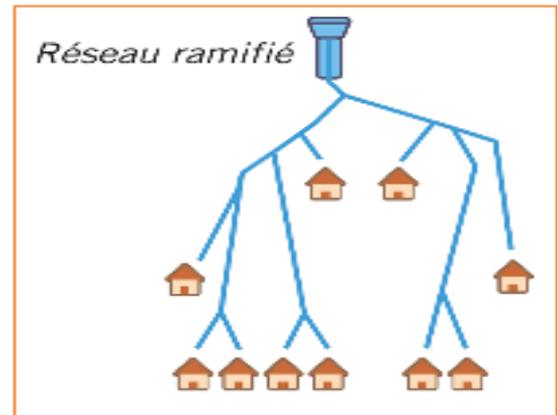
Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.



I-2- Réseaux ramifiés :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du réservoir d'alimentation 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.



I-3- Réseaux étagés :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir existant donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées)

Remarque :

Pour une meilleure distribution, on opte pour le réseau mixte étagé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour, et la répartition parfaite des pressions.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet

Cette variante est prise à cause de la forte dénivellée de 124 mètres qui existe entre les réservoirs.

Après avoir choisi cette variante et tracé notre réseau, nous avons constatés que les réservoirs R1 et R2 présentent des côtes très élevées par rapport aux points les plus bas de la ville. Ces deux réservoirs sont existants et nous sommes obligés de les prendre en considération lors de notre présente étude .

II- Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2035 :

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

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

II- 1-choix du matériau

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.).

Le réseau projeté sera totalement en PEHD pour les raisons suivantes :

1. la disponibilité sur le marché national.
2. sa rugosité minimale.
3. sa résistance aux effets de sol (sols agressifs).
4. incorrodable (détérioration chimique de la conduite)
5. matériau flexible donc il est résistant aux charges extérieures.
6. le procédé de raccordement (soudage bout a bout) est très solide et ne permet pas l'apparition des zones faibles dans la conduite

II- 2-détermination des diamètres :

Pour dimensionner le réseau on passe par les étapes suivantes

1. calcul des débits aux nœuds.
2. repartir les débits arbitrairement dans le réseau en respectant la règle suivantes $\Sigma E_{ntrants} = \Sigma S_{ortants}$.
3. attribuer les diamètres aux conduites en fonction des débits et vitesses limites.

Pour mètre le réseau en état de bon fonctionnement à l'horizon 2035 on essayera d'apporter le minimum de changement d'une manière judicieuse de telle sorte que le réseau peut satisfaire les critères de pression et vitesse à l'horizon choisi.

Le tableau suivant montre les nouveaux diamètres projetés :

Tableau VI -1: Liste des diamètres projetés

IDTuyau	Longueur m	Diamètre existant A remplacer mm	Diamètre nouveau projeté mm
Tuyau 1	41	400	250
Tuyau 2	210,5	400	200
Tuyau 3	160	250	150
Tuyau 4	132	250	90
Tuyau 5	310	150	90
Tuyau 6	131	150	80
Tuyau 7	154	150	90
Tuyau 8	153	150	90
Tuyau 9	120	150	60
Tuyau 10	120	150	90
Tuyau 11	63	125	110
Tuyau 12	80	150	63
Tuyau 13	229,78	63	63
Tuyau 14	121	63	110
Tuyau 15	64	125	90
Tuyau 16	236	110	110
Tuyau 17	155	110	80
Tuyau 18	90	200	90
Tuyau 19	100	200	90
Tuyau 20	223	150	150
Tuyau 21	130	150	125
Tuyau 22	50	250	250
Tuyau 23	25	250	150
Tuyau 24	98	150	125
Tuyau 25	94	150	150

Suite Tableau VI -1 :

IDTuyau	Longueur m	Diamètre existant A remplacer mm	Diamètre nouveau projeté mm
Tuyau 26	270	200	110
Tuyau 27	114	200	90
Tuyau 28	73	200	150
Tuyau 29	97,43	250	200
Tuyau 30	100	300	200
Tuyau 31	45	80	60
Tuyau 32	237	250	90
Tuyau 33	110	90	90
Tuyau 34	230	250	110
Tuyau 35	15	80	90
Tuyau 36	273,81	80	90
Tuyau 37	73	75	80
Tuyau 38	60	63	63
Tuyau 39	137,54	80	80
Tuyau 40	63	80	80
Tuyau 41	80	80	80
Tuyau 42	183	150	60
Tuyau 43	236,54	125	60
Tuyau 44	110	100	80
Tuyau 45	83	250	90
Tuyau 46	25	250	80
Tuyau 47	80	125	90
Tuyau 48	15	110	80
Tuyau 49	46	125	125
Tuyau 50	70	125	150

Suite Tableau VI -1 :

IDTuyau	Longueur m	Diamètre existant A remplacer mm	Diamètre nouveau projeté mm
Tuyau 51	56	125	90
Tuyau 52	72	150	90
Tuyau 53	147	150	90
Tuyau 54	91	150	90
Tuyau 55	65	110	60
Tuyau 56	100	200	125
Tuyau 57	252,45	110	80
Tuyau 58	47	110	80
Tuyau 59	210,345	110	90
Tuyau 60	56	110	90
Tuyau 61	140	110	40
Tuyau 62	60,54	90	40
Tuyau 63	238,54	90	60
Tuyau 64	70	110	40
Tuyau 65	67,54	90	40
Tuyau 66	57	150	60
Tuyau 67	155	50	50
Tuyau 68	135	90	60
Tuyau 69	196,03	125	150
Tuyau 70	301	125	80

II- 3- Détermination des débits :

a. Cas de pointe :

D'après le tableau II. 9. de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 12h et 14h

$$Q_{pte} = 223,608 \text{ m}^3/\text{h} = 62,11 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

- **Débit route : Q_{rte}**

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

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

Donc $Q_{rte} = Q_{pte} = 62,11 \text{ l/s}$

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

$$\text{Donc : } Q_{sp} = \frac{62,11}{7981,35} = 0,0078 \text{ l/s/m}$$

$$Q_{sp} = 0,0078 \text{ l/s/m}$$

- **Calcul du Débit route pour chaque tronçon**

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rtei} = q_{sp} \times L$$

Tableau VI.2 : détermination des débits route:

N°	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)	Q_{rte} (l/s)
1	R ₃ _1	41	0,0078	0,320
2	1_2	210,5		1,642
3	2_3	160		1,248
4	3_4	132		1,030
5	4_5	310		2,418
6	5_6	131		1,022
7	6_7	154		1,201
8	4_7	153		1,193
9	6_8	120		0,936
10	8_9	120		0,936
11	9_10	80		0,624
12	9_11	121		0,944
13	11_12	236		1,841
14	7_10	63		0,491
15	10_12	64,55		0,503
16	12_13	155,22		1,211
17	13_14	90		0,702
18	14_15	223		1,739
19	15_16	130		1,014
20	3_14	66		0,515
21	16_17	50		0,390
22	15_18	94		0,733
23	18_19	270		2,106
24	19_20	73		0,569
25	20_21	97,5		0,761
26	21_22	45		0,351
27	1_22	237		1,849
28	1_21	100		0,780
29	22_23	110		0,858
30	20_25	15		0,117
31	25_26	273,81		2,136

Suite du tableau VI.2 :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)	Q_{rte} (l/s)
32	26_27	73	0,0078	0,569
33	27_28	60		0,468
34	28_29	137,43		1,072
35	29_30	63		0,491
36	30_25	80		0,624
37	21_29	196,03		1,529
38	19_24	230		1,794
39	24_31	183,21		1,429
40	31_32	236,33		1,843
41	33_32	301		2,348
42	33_34	15		0,117
43	32_35	110		0,858
44	35_36	25		0,195
45	36_37	46		0,359
46	36_33	80		0,624
47	37_38	56		0,437
48	38_41	191		1,490
49	41_34	65		0,507
50	41_42	47		0,367
51	38_39	72		0,562
52	39_40	147		1,147
53	42_40	252,28		1,968
54	R2_43	210,35		1,641
55	43_44	56		0,437
56	44_45	140		1,092
57	44_46	60,25		0,470
58	41_47	238,45		1,860
59	42_48	70		0,546
60	34_49	67,44		0,526
61	17_50	57		0,445
62	23_51	155		1,209
62	22_52	135		1,053

Tableau VI.3. Détermination des débits aux nœuds :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
1	1_21	210,5	1,849	2,13
	1_2	237	0,780	
	1_22	100	1,642	
2	1_2	210,5	1,642	1,54
	2_3	160	1,248	
	2_17	25	0,195	
3	3_14	66	1,248	1,4
	2_3	160	1,030	
	3_4	132	0,515	
4	4_7	153	1,193	2,32
	3_4	132	1,030	
	4_5	310	2,418	
5	4_5	310	2,418	1,72
	5_6	131	1,022	
6	6_7	154	0,936	1,58
	6_8	120	1,022	
	5_6	131	1,201	
7	4_7	153	0,491	1,44
	7_10	63	1,201	
	6_7	154	1,193	
8	6_8	120	0,936	1,8
	8_9	120	0,936	
	8_11	221	1,72	
9	8_9	120	0,936	1,25
	9_10	80	0,624	
	9_11	121	0,944	
10	7_10	63	0,624	0,8
	10_12	64,55	0,491	
	9_10	80	0,503	
11	9_11	121	0,944	2,25
	11_12	236	1,841	
	8_11	221	1,72	
12	10_12	64,55	1,841	1,77
	12_13	155,22	0,503	
	11_12	236	1,211	

Suite du tableau VI.3 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
13	12_13	155,22	0,227	0,78
	13_14	90	0,222	
	13_18	98,6	0,77	
	13_40	44,2	0,34	
14	3_14	66	0,515	1,47
	13_14	90	0,702	
	14_15	223	1,739	
15	15_18	94	0,733	1,74
	14_15	223	1,739	
	15_16	130	1,014	
16	16_17	50	0,390	1,26
	15_16	130	1,014	
	16_20	144	1,12	
17	17_50	57	0,445	0,5
	16_17	50	0,390	
	2_17	25	0,195	
18	15_18	94	0,733	2,09
	18_19	270	2,106	
	13_18	98,6	0,77	
	18_37	70	0,588	
19	18_19	270	1,794	2,2
	19_20	73	2,106	
	19_24	230	0,569	
20	20_25	15	0,117	1,28
	19_20	73	0,569	
	20_21	97,5	0,761	
	16_20	144	1,12	
21	20_21	97,5	1,529	1,71
	21_22	45	0,780	
	1_21	100	0,761	
	21_29	196,03	0,351	
22	21_22	45	1,053	2,05
	1_22	237	0,858	
	22_23	110	0,351	
	22_52	135	1,849	
23	22_23	110	1,209	0,36
	23_51	155	0,858	

Suite du tableau VI.3 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
24	19_24	230	1,794	1,93
	24_31	183,21	1,429	
	24_35	83	0,65	
25	30_25	80	0,624	1,43
	20_25	15	0,117	
	25_26	273,81	2,136	
26	26_27	73	0,569	1,35
	25_26	273,81	2,136	
27	26_27	73	0,569	0,51
	27_28	60	0,468	
28	27_28	60	0,468	0,335
	28_29	137,43	1,072	
29	28_29	137,43	1,072	0,95
	29_30	63	0,491	
	21_29	196,03	0,351	
30	29_30	63	0,491	0,55
	30_25	80	0,624	
31	24_31	183,21	1,429	1,63
	31_32	236,33	1,843	
32	32_35	110	0,858	2,52
	31_32	236,33	1,843	
	33_32	301	2,348	
33	36_33	80	0,624	1,54
	33_32	301	2,348	
	33_34	15	0,117	
34	34_49	67,44	0,526	0,57
	41_34	65	0,507	
	33_34	15	0,117	
35	32_35	110	0,858	0,85
	35_36	25	0,195	
	24_35	83	0,65	
36	35_36	25	0,195	0,59
	36_37	46	0,359	
	36_33	80	0,624	
37	37_38	56	0,437	0,7
	36_37	46	0,359	
	18_37	70	0,588	
38	38_39	72	0,562	1,24
	37_38	56	0,437	
	38_41	191	1,490	

Suite du tableau VI.3 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
39	38_39	72	0,562	0,85
	39_40	147	1,147	
40	39_40	147	0,363	0,38
	42_40	252,28	0,056	
	13_40	44,2	0,34	
41	38_41	191	1,490	1,18
	41_34	65	0,507	
	41_42	47	0,367	
42	42_48	70	0,546	1,44
	42_40	252,28	1,968	
	41_42	47	0,367	
43	43_47	238,45	1,860	1,96
	R2_43	210,35	1,641	
	43_44	56	0,437	
44	43_44	56	0,437	1
	44_45	140	1,092	
	44_46	60,25	0,470	
45	45_44	140	0,858	0,54
46	44_46	60,25	0,47	0,23
47	43_47	238,45	1,860	0,93
48	42_48	70	0,546	0,27
49	34_49	67,44	0,526	0,265
50	17_50	57	0,445	0,22
51	23_51	155	0,858	0,43
52	22_52	135	1,849	0,92

II-4- Résultats de la simulation hydraulique de réseau à l'horizon 2035 :**a. cas de pointe :**

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau VI. 4

Tableau VI. 4 : vitesse et perte de charge dans le réseau projeté :

IDTuyau	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit(l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge Unit.(m/km)
Tuyau 2	210,5	250	29,53	0,60	1,40
Tuyau 3	160	200	15,20	0,48	1,23
Tuyau 4	132	150	10,55	0,60	2,60
Tuyau 5	310	90	3,28	0,52	3,73
Tuyau 6	131	80	3,06	0,61	1,70
Tuyau 7	154	90	4,07	0,64	1,92
Tuyau 8	153	90	4,95	0,78	8,09
Tuyau 9	120	90	5,34	0,84	1,90
Tuyau 10	120	60	2,17	0,77	0,81
Tuyau 11	63	90	2,61	0,41	1,47
Tuyau 12	80	110	5,22	0,55	0,74
Tuyau 13	229,78	63	2,36	0,76	0,12
Tuyau 14	121	63	1,87	0,6	1,02
Tuyau 15	64	110	4,56	0,48	0,21
Tuyau 16	236	90	4	0,63	0,83
Tuyau 17	155	110	4,38	0,46	2,35
Tuyau 18	90	80	2,56	0,51	4,22
Tuyau 19	250	90	3,25	0,51	3,66
Tuyau 20	223	90	3,3	0,52	0,27
Tuyau 21	130	150	13,53	0,77	4,15
Tuyau 22	50	125	12,07	0,98	8,37
Tuyau 23	25	150	12,79	0,72	3,73
Tuyau 24	98	125	5,34	0,44	1,80
Tuyau 25	94	150	11,01	0,62	2,81
Tuyau 26	270	110	5,05	0,53	3,08
Tuyau 27	114	90	2,72	0,43	2,64
Tuyau 28	73	150	12,83	0,73	3,75
Tuyau 29	97,43	200	18,66	0,59	1,80
Tuyau 30	100	200	25,72	0,82	3,30
Tuyau 31	45	60	1,61	0,57	7,51
Tuyau 30	100	200	25,72	0,82	3,30
Tuyau 31	45	60	1,61	0,57	7,51

Interprétation :

La simulation indique que la majorité des vitesses sont entre 0.5 m/s et 1.5 m/s la chose qui permet le bon fonctionnement du réseau. Ces vitesses sont cause de la redistribution des débits qui sont adoptés aux diamètres choisis.

Suite du tableau VI.4 :

IDTuyau	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit(l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge Unit.(m/km)
Tuyau 32	237	90	2,82	0,44	2,82
Tuyau 33	110	90	3,24	0,51	1,43
Tuyau 34	230	110	5,58	0,59	3,70
Tuyau 35	15	90	3,11	0,49	1,27
Tuyau 36	273,81	90	5,65	0,89	0,58
Tuyau 60	56	90	4,95	0,78	1,20
Tuyau 61	140	40	0,54	0,43	7,49
Tuyau 37	73	80	3,17	0,63	0,02
Tuyau 38	60	63	1,68	0,52	1,21
Tuyau 39	137,54	80	3,45	0,69	1,48
Tuyau 40	63	80	3,86	0,77	1,28
Tuyau 41	80	80	2,31	0,46	0,49
Tuyau 42	183	60	1,18	0,42	4,19
Tuyau 43	236,54	60	1,86	0,66	0,75
Tuyau 44	110	80	2,38	0,47	3,70
Tuyau 45	83	90	4,38	0,69	2,21
Tuyau 46	25	80	3,76	0,75	0,46
Tuyau 47	80	90	3,45	0,54	4,11
Tuyau 48	15	80	4,32	0,86	1,26
Tuyau 49	46	125	4,80	0,59	1,48
Tuyau 50	70	150	8,64	0,49	1,78
Tuyau 51	56	90	3,13	0,49	3,43
Tuyau 52	72	90	2,86	0,45	0,06
Tuyau 53	147	90	6,23	0,98	0,56
Tuyau 54	91	90	4,13	0,65	1,80
Tuyau 55	65	60	1,63	0,58	0,93
Tuyau 56	100	125	6,36	0,52	0,53
Tuyau 57	252,45	80	1,19	0,54	1,04
Tuyau 58	47	80	3,21	0,64	0,24
Tuyau 59	210,345	90	4,67	0,73	7,24
Tuyau 62	60,54	40	0,50	0,40	1,60
Tuyau 63	238,54	60	0,93	0,33	2,72
Tuyau 64	70	40	0,45	0,36	2,13
Tuyau 65	67,54	40	0,45	0,36	2,06
Tuyau 66	57	60	1,63	0,56	0,21
Tuyau 67	155	50	0,92	0,47	6,59
Tuyau 68	135	60	1,46	0,55	0,68
Tuyau 69	196,03	150	8,65	0,49	0,38
Tuyau 70	301	80	2,81	0,56	0,30
Tuyau 71	85	350	60,19	0,63	1,00

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau VI.5.

Tableau VI.5 : charges et pressions dans le réseau projeté :

IDNoeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 1	355,96	2,13	366,41	10,45
Noeud 2	350	1,54	366,12	16,12
Noeud 3	351,24	1,4	365,92	14,68
Noeud 4	338,73	2,32	365,58	26,85
Noeud 5	260	1,72	364,42	54,42
Noeud 6	286,43	1,58	364,20	27,77
Noeud 7	294,13	1,44	364,34	20,21
Noeud 8	260	1,8	364,09	54,09
Noeud 9	280	1,25	364,19	59,19
Noeud 10	310	0,8	364,25	54,25
Noeud 11	273,34	2,25	364,07	40,73
Noeud 12	311,25	1,77	364,26	53,01
Noeud 13	312,6	0,78	364,63	52,03
Noeud 14	321,21	1,47	365,01	43,80
Noeud 15	322,77	1,74	365,07	42,30
Noeud 16	327,23	1,26	365,61	38,38
Noeud 17	340	0,5	366,03	26,03
Noeud 18	304,05	2,09	364,80	60,75
Noeud 19	301,05	2,2	365,64	60,59
Noeud 20	318,62	1,28	365,91	47,29

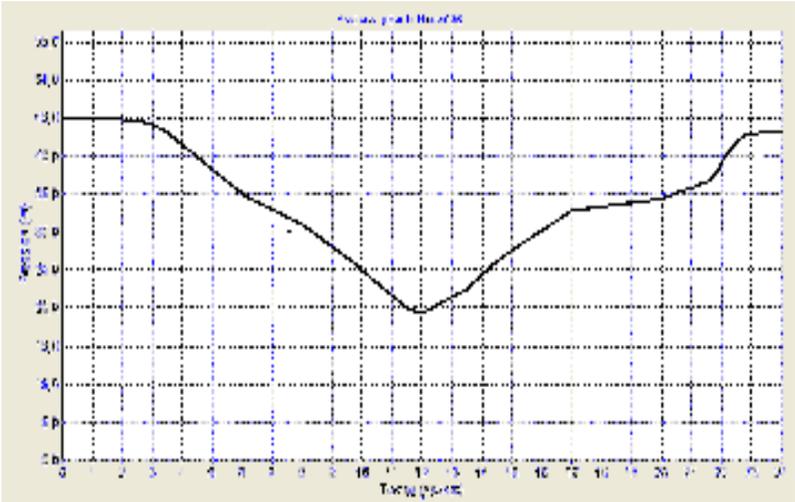
Suite du Tableau VI.5 :

IDNoeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 21	342,16	1,71	366,08	23,92
Noeud 22	358,32	2,05	365,75	7,43
Noeud 23	341,11	1,03	365,59	24,48
Noeud 24	298,08	1,93	364,78	41,70
Noeud 25	313,21	1,43	365,89	52,68
Noeud 26	295,93	1,35	365,73	44,80
Noeud 27	291,35	0,51	365,73	49,38
Noeud 28	289,17	0,77	365,81	51,64
Noeud 29	289,75	0,95	366,01	51,26
Noeud 30	295,20	0,55	365,93	45,73
Noeud 31	280,47	1,63	364,02	33,55
Noeud 32	290	2,52	364,19	24,19
Noeud 35	294,54	0,85	364,60	20,06
Noeud 36	290,74	0,59	364,61	23,87
Noeud 33	262,78	1,54	364,28	45,50
Noeud 34	260	1,57	364,26	51,26
Noeud 37	281,74	0,7	364,68	32,94
Noeud 38	262	1,24	364,49	52,49
Noeud 39	278,42	0,85	364,49	36,07
Noeud 40	278,43	0,38	364,58	36,15

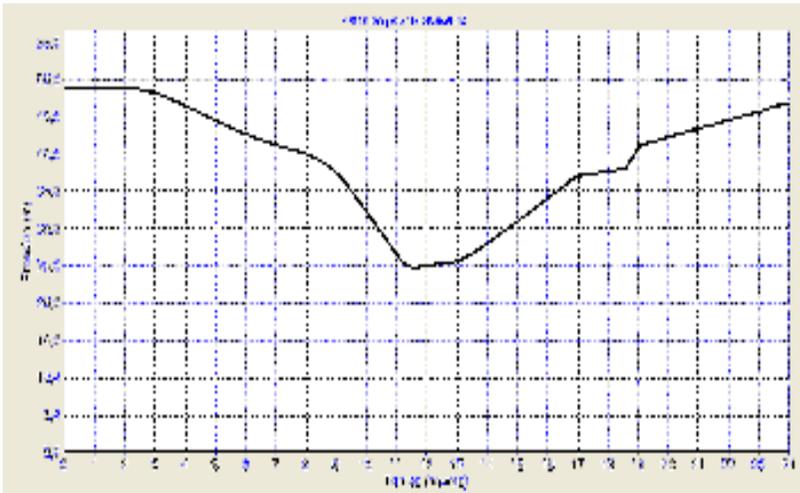
Interprétation :

La simulation du réseau à donner de bons critères de pression et de vitesse ,sachant que ce réseau été surdimensionnée même pour l’horizon 2035 la variation de la pression des trois nœuds (N33 ,N34,N38) est représentée sur la figure suivante :

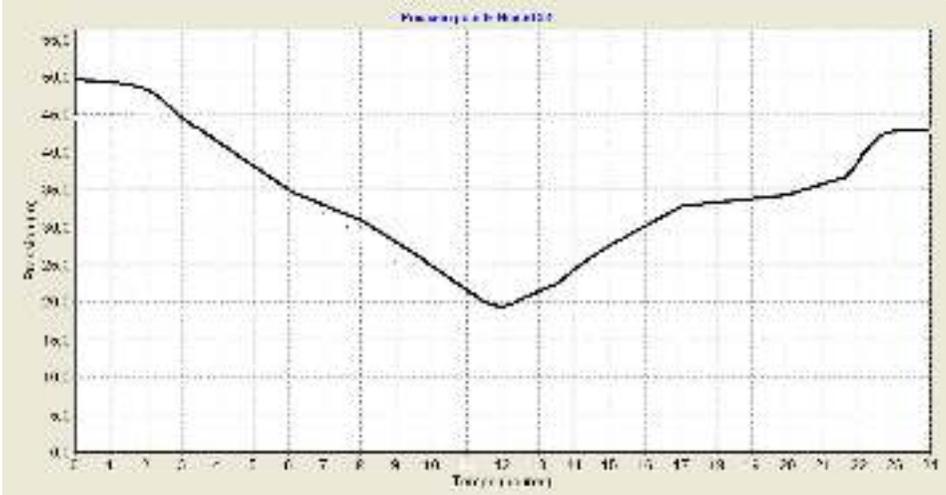
Les graphiques dessous de la figure VI.1. présentent les variations des pressions en fonction de temps(heurs)



Pression pour le Nœud 33



Pression pour le Nœud 34



Pression pour le Nœud 38

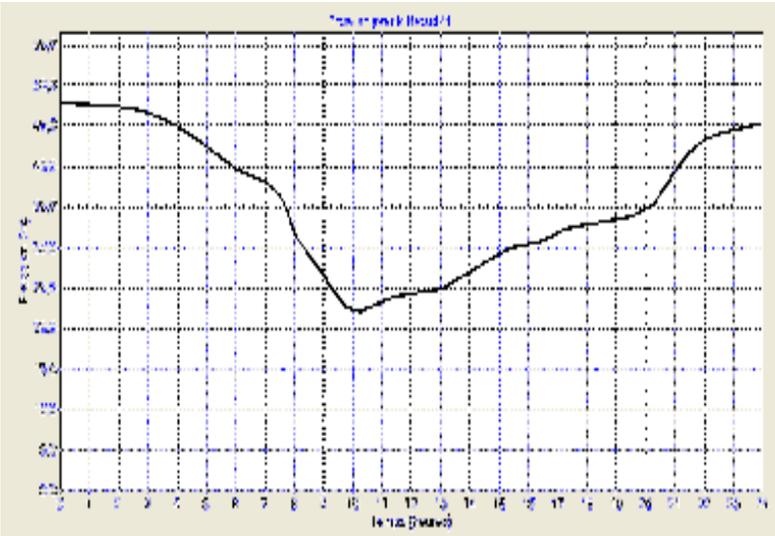
Fig. VI.1: variations des pressions mis en réseau calculés

Suite du TableauVI.5 :

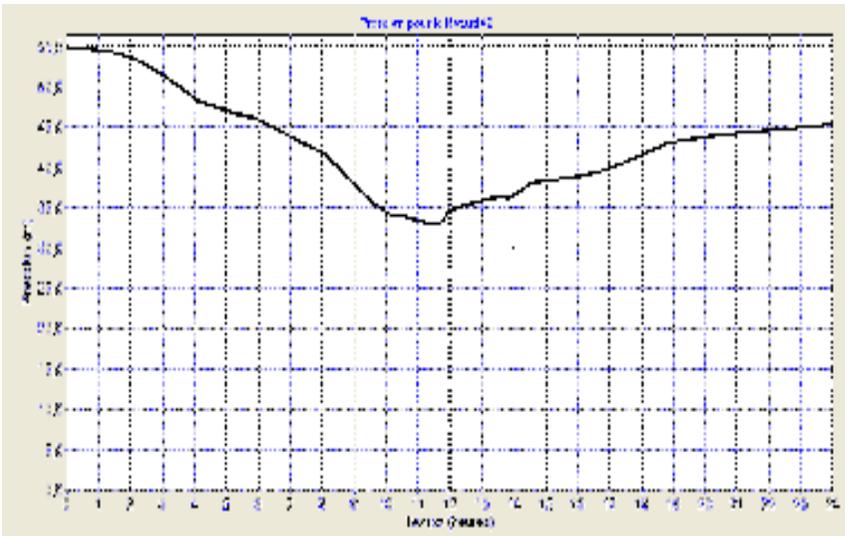
IDNoeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 41	260,70	1,18	364,32	48,62
Noeud 42	255	1,44	364,31	56,31
Noeud 43	321,28	1,97	357,88	36,60
Noeud 44	315,76	1	357,81	42,05
Noeud 45	0326,78	0,54	356,76	29,98
Noeud 46	316,36	0,23	357,71	41,35
Noeud 47	291,5	0,93	357,23	60,73
Noeud 48	255	0,27	364,16	57,16
Noeud 49	271,34	0,265	364,12	42,78
Noeud 50	331,32	0,22	366,01	34,69
Noeud 51	331,43	0,92	364,57	33,14
Noeud 52	328,91	0,43	365,66	36,75
Réservoir R1	374,5	Sans Valeur	376,50	2,00
Réservoir R2	357,4	Sans Valeur	359,40	2,00

Interprétation :

Comme on le voit sur le tableau ci-dessus les pressions données après la simulation sont acceptables, comme le montre dans les graphiques ci après de la figure VI.2. qui représente les variations des pressions en fonction de temps pour les nœuds (N41,N42,48).



Pression pour le Nœud 41



Pression pour le Nœud 42



Pression pour le Nœud 48

Fig. VI.2: variations des pressions mis en réseau *calculés*

b. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°48 avec une cote de terrain de 255 m

Tableau VI.6 : Vitesse et perte de charge dans le réseau :

IDTuyau	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit(l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge Unit.(m/km)
Tuyau 2	210,5	250	38,55	0,79	2,32
Tuyau 3	160	200	19,12	0,61	1,89
Tuyau 4	132	150	12,93	0,73	3,81
Tuyau 5	310	90	4,08	0,64	5,62
Tuyau 6	131	80	2,36	0,47	3,64
Tuyau 7	154	90	3,3	0,52	0,79
Tuyau 8	153	90	6,53	1,03	13,70
Tuyau 9	120	90	3,43	0,54	1,76
Tuyau 10	120	60	1,72	0,61	0,01
Tuyau 11	63	90	3,69	0,58	4,64
Tuyau 12	80	110	6,64	0,70	0,50
Tuyau 13	229,78	63	1,96	0,63	0,51
Tuyau 14	121	63	1,83	0,59	0,97
Tuyau 15	64	110	4,84	0,51	0,16
Tuyau 16	236	90	3,74	0,59	0,62
Tuyau 17	155	110	6,74	0,71	0,56
Tuyau 18	90	80	4,09	0,81	10,18
Tuyau 19	250	90	4,79	0,75	7,59
Tuyau 20	223	90	3,3	0,52	0,27
Tuyau 21	130	150	20,08	1,14	8,79
Tuyau 22	50	125	17,17	1,40	16,43
Tuyau 23	25	150	17,89	1,01	7,05
Tuyau 24	98	125	7,52	0,61	3,42
Tuyau 25	94	150	17,57	0,99	6,81
Tuyau 26	270	110	7,86	0,83	7,06
Tuyau 27	114	90	4,16	0,65	5,84
Tuyau 28	73	150	18,37	1,04	7,42
Tuyau 29	97,43	200	25,07	0,80	3,15
Tuyau 30	100	200	32,47	1,03	5,15
Tuyau 31	45	60	1,39	0,49	5,68
Tuyau 32	237	90	3,04	0,48	3,25
Tuyau 33	110	90	1,95	0,31	1,43
Tuyau 34	230	110	8,30	0,87	7,84
Tuyau 35	15	90	5,72	0,90	0,65
Tuyau 36	273,81	90	3,56	0,56	0,46
Tuyau 37	73	80	3,30	0,66	0,09
Tuyau 38	60	63	1,41	0,46	1,68
Tuyau 39	137,54	80	-,58	0,31	1,74

Suite du tableau VI.6:

ID Tuyau	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit(l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge Unit.(m/km)
Tuyau 40	63	80	1,76	0,35	2,13
Tuyau 41	80	80	2,721	0,54	1,07
Tuyau 42	183	60	1,65	0,58	7,87
Tuyau 43	236,54	60	1,72	0,61	0,01
Tuyau 44	110	80	3,48	0,69	7,52
Tuyau 45	83	90	4,72	0,74	7,40
Tuyau 46	25	80	2,91	0,58	0,15
Tuyau 47	80	90	6,37	1,00	13,04
Tuyau 48	15	80	5,81	1,16	19,89
Tuyau 49	46	125	6,57	0,54	2,65
Tuyau 50	70	150	15,82	0,90	5,58
Tuyau 51	56	90	8,55	1,34	22,91
Tuyau 52	72	90	2,81	0,44	2,80
Tuyau 53	147	90	3,66	0,58	4,58
Tuyau 54	91	90	10,12	1,59	31,69
Tuyau 55	65	60	3,98	1,41	41,59
Tuyau 56	100	125	8,83	0,72	4,63
Tuyau 57	252,45	80	4,79	0,95	13,78
Tuyau 58	47	80	3,08	0,61	5,99
Tuyau 59	210,345	90	4,67	0,73	7,24
Tuyau 60	56	90	4,32	0,68	1,20
Tuyau 61	140	40	0,54	0,43	7,49
Tuyau 62	60,54	40	0,6	0,48	1,60
Tuyau 63	238,54	60	0,93	0,33	2,72
Tuyau 64	70	40	0,64	0,51	2,13
Tuyau 65	67,54	40	0,64	0,51	2,06
Tuyau 66	57	60	1,64	0,58	0,21
Tuyau 67	155	50	0,92	0,47	6,59
Tuyau 68	135	60	1,55	0,55	0,68
Tuyau 69	196,03	150	9,53	0,54	0,49
Tuyau 70	301	80	0,98	0,50	0,73
Tuyau 71	85	350	76,19	0,79	1,56

Interprétation :

Les vitesses augmentent légèrement en cas d’incendie à cause de débit d’incendie, mais ces vitesses restent admissibles. Sachant qu’en cas d’incendie on peut accepter des vitesses de l’ordre de 1,8m /s

Tableau VI.7 : Charges et pressions dans le réseau :

IDNoeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 1	355,96	2,13	366,37	10,41
Noeud 2	350	1,54	365,88	15,88
Noeud 3	351,24	1,4	365,58	14,34
Noeud 4	338,73	2,32	365,07	26,34
Noeud 5	260	1,72	363,33	53,33
Noeud 6	286,43	1,58	362,86	26,43
Noeud 7	294,13	1,44	362,98	60,85
Noeud 8	260	1,8	362,65	52,65
Noeud 9	280	1,25	362,65	32,65
Noeud 10	310	0,8	362,69	52,69
Noeud 11	273,34	2,25	362,53	39,19
Noeud 12	311,25	1,77	362,68	51,43
Noeud 13	312,6	0,78	362,76	50,16
Noeud 14	321,21	1,47	363,68	42,47
Noeud 15	322,77	1,74	363,74	40,97
Noeud 16	327,23	1,26	364,88	37,65
Noeud 17	340	0,5	365,70	25,70
Noeud 18	304,05	2,09	363,10	59,05
Noeud 19	301,05	2,2	365,00	53,95
Noeud 20	318,62	1,28	365,55	46,93

Suite du tableau VI.7:

IDNœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 21	342,16	1,71	365,85	23,69
Noeud 22	358,32	2,05	365,60	7,28
Noeud 23	341,11	1,03	365,44	24,33
Noeud 24	298,08	1,93	363,20	40,12
Noeud 25	313,21	1,43	365,54	52,33
Noeud 26	295,93	1,35	365,41	44,48
Noeud 27	291,35	0,51	365,42	53,07
Noeud 28	289,17	0,77	365,52	51,35
Noeud 29	289,75	0,95	365,76	51,01
Noeud 30	295,20	0,55	365,62	45,42
Noeud 31	280,47	1,63	361,76	56,29
Noeud 32	290	2,52	361,76	46,76
Noeud 35	294,54	0,85	362,59	58,05
Noeud 36	290,74	0,59	362,58	31,84
Noeud 33	262,78	1,54	361,54	48,76
Noeud 34	260	1,57	361,24	51,24
Noeud 37	281,74	0,7	362,71	30,97
Noeud 38	262	1,24	361,42	49,42
Noeud 39	278,42	0,85	361,63	33,21
Noeud 40	278,43	0,38	362,30	33,87

Suite du tableau VI.7:

IDNœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 41	260,70	17,18	358,54	47,84
Noeud 42	255	1,44	358,82	53,82
Noeud 43	321,28	1,97	357,88	36,60
Noeud 44	315,76	1	357,81	42,05
Noeud 45	0326,78	0,54	356,76	29,98
Noeud 46	316,36	0,23	357,71	41,35
Noeud 47	291,5	0,93	357,23	55,73
Noeud 48	255	0,27	358,67	53,67
Noeud 49	271,34	0,265	361,10	39,76
Noeud 50	331,32	0,22	365,69	34,37
Noeud 51	331,43	0,92	364,42	32,99
Noeud 52	328,91	0,43	365,51	36,60
Réservoir R1	374,5	Sans Valeur	376,50	2,00
Réservoir R2	357,4	Sans Valeur	359,40	2,00

Remarque : Comme on le voit sur le tableau ci-dessus les pressions données après la simulation sont acceptables, donc notre réseau ne présente aucun problème et répond très bien à la demande. et cela dans le cas de pointe plus incendie.

Conclusion :

Dans un réseau de distribution d'eau potable, le débit sortant de la conduite de distribution principale alimentant le réseau n'est jamais égal, mais toujours supérieur à celui consommé par les abonnés, car il existe toujours des pertes physiques et commerciales dans le réseau.

A la fin de ce chapitre, nous pouvons dire que le nouveau réseau présente un bon fonctionnement que ce soit en cas de pointe ou pointe et incendie. Du point de vue pression, en heures creuses les pressions sont inférieures à 6 bars en tout point du réseau. Pour la vitesse, pendant l'heure de pointe toutes les vitesses sont acceptables et en cas d'incendie le réseau arrive à fournir le débit d'incendie sans influence sur les autres consommateurs.

Introduction:

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise installation de ces dernières.

La stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation de réseau et l'adduction reposent sur une pose convenable.

Dans la plupart des réseaux, on distingue la pose en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière.

I- Différentes poses de la canalisation :

I-1- Pose en terre :

I-1-1- Exécution et aménagement de la tranchée :

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri de gel, compte tenu des conditions climatiques, et ne subisse pas l'action trop directe des charges roulantes lorsqu'elles existent. La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, les matériaux constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose.

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- La masse d'eau ;
- La masse du remblai ;
- Des charges roulantes quand elles existent.

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins, les matériels les mieux adoptés, de manière à obtenir leur meilleurs rendements et la plus grande rentabilité.

Pour bien effectuer la pose en terre, on doit :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur le coté de la tranchée, de façon à éviter leur chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus, ne pas oublier les légères pentes indispensables en terrain horizontal. Ce nivellement exige d'autant plus de soin que la pente est plus faible.
- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion.

- Préparer un fond de fouille bien rectiligne, de manière que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Plus le tuyau est d'un diamètre important plus la surface d'appui doit être soignée et aménagée pour épouser la forme du tuyau. L'idéal est un lit présentant un angle d'appui de 90°.

En sol rocheux, on approfondit la tranchée de 15 à 20cm en dessous de la cote définitive. On rétablit ensuite le niveau en confectionnant un lit de pose bien damé avec de la terre meuble, du sable, du gravier ou de pierres carrées en petits éléments (passant dans un anneau de 5cm de diamètre).

Dans les pentes et dans les terrains argileux, où l'eau ruisselle ou s'accumule, on confectionne un lit de pose avec gravier ou des pierres cassées (passant à l'anneau de 5 cm) pour assurer un drainage correct.

Lorsque la canalisation traverse des terrains dont l'assise du sol n'est pas dure, il est recommandé de prévoir un lit de béton maigre reposant au besoin sur des pieux battus.

- **Réalisation des tranchées**

La section transversale de la tranchée dépend de :

- La profondeur.
- La longueur.
- Le coefficient de talus.

a. Profondeur

La profondeur de la tranchée se détermine par :

$$H=H_1+D+H_2$$

H : Profondeur de la tranchée en (m) ;

H₁: Epaisseur du lit de pose (0,10 à 0,15m)

D : Diamètre de la conduite ;

H₂ : Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (0,60 à 1,20m)

b. Largeur

La largeur est fonction de diamètre de la conduite, on doit laisser 0,30m de part et d'autre de la conduite.

$$L=D+2. 0, 30$$

Où :

L : largeur de la tranchée en (m)

c. 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 $m = 0$.

I-1-2- Pose de la conduite :

Les éléments d'une canalisation forment une chaîne. Si un seul élément mal posé ou un joint défectueux, constituent un point faible préjudiciable à la qualité de la conduite entière.

On doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger (terre, pierre, chiffon,...etc.) ne se trouve à l'intérieur des tuyaux.

Lorsque les tuyaux en sont dotés, on vérifie le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on met à coté le tuyau défectueux pour réparation du revêtement ou coupe de la partie abîmée.

On utilise un engin de levage, de puissance et de dimensions suffisantes pour la pose des conduites.

Toute les opérations de pose doivent être conduites dans l'ordre avec méthode et en s'attachant à sauvegarder la propreté.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux. S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner, on emploie de la terre meuble ou du sable. A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités de tronçon de conduite en attente à l'aide de tompons solidement fixés pour éviter l'introduction de corps étrangers ou l'entrée d'animaux qui pourraient y périr.

Les différents lits de pose sont représentés dans la figure .

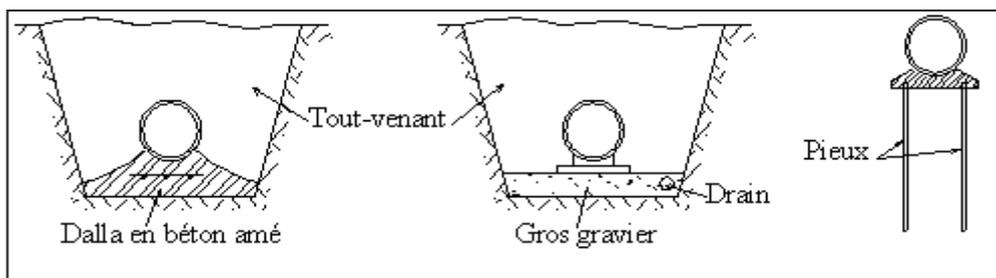


Fig.VII.1 : Différents lits de pose.

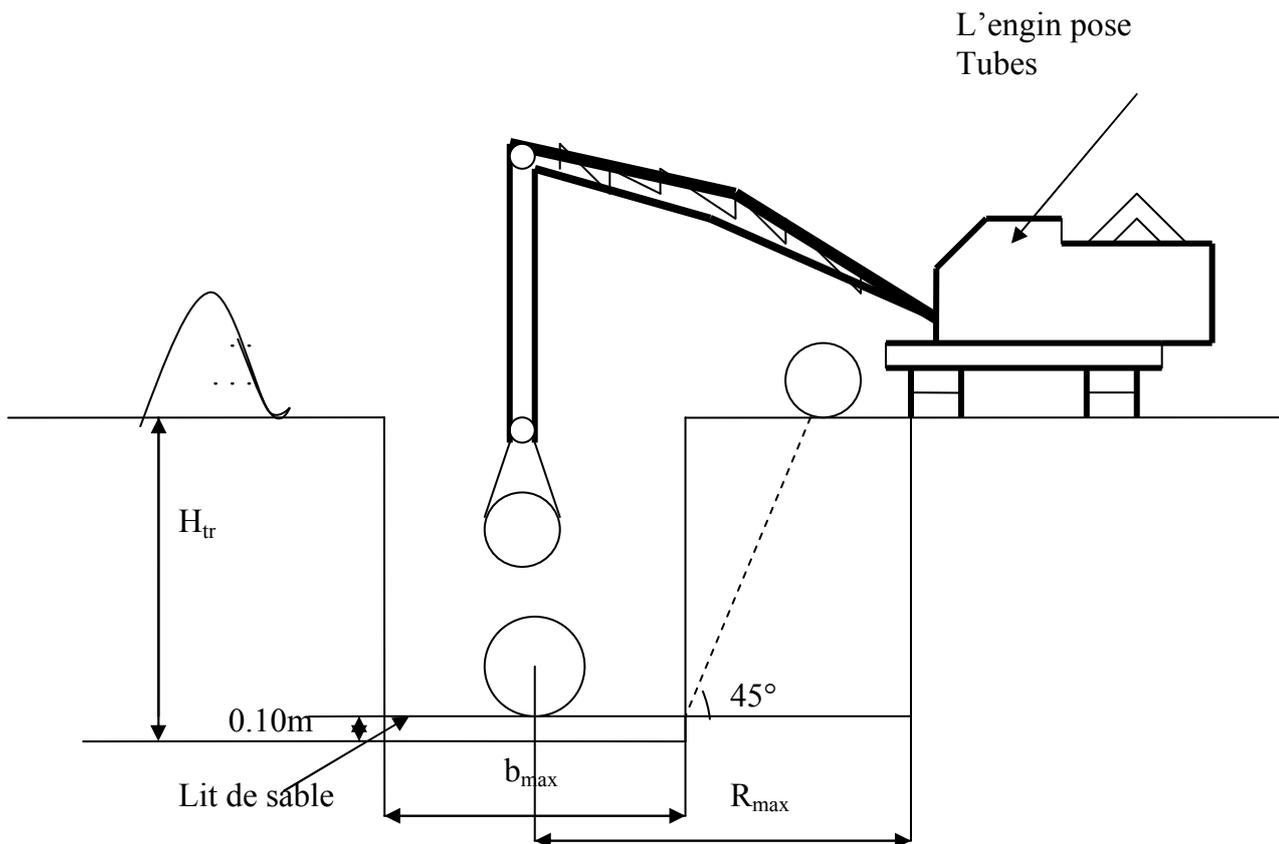


Fig.VII.2 : Pose de la conduite dans la tranchée.

I-1-3- Remplissage :

Le remplissage de la conduite exige l'évacuation complète de l'air. On remplit la conduite lentement, avec un débit d'ordre de 1/20 à 1/15 de son débit prévu. Cette précaution est indispensable pour donner à l'air le temps de s'accumuler au point haut et enfin de s'échapper par les ventouses.

On veille à l'ouverture des robinets-vannes placés à la base de ces appareils. On utilise des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau.

S'il s'agit d'une conduite de refoulement, se servir de pompe pour remplir par le bas, en limitant le débit à la valeur indiquée ci-dessus.

I-1-4- Essai hydraulique :

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai à l'aide d'une pompe d'épreuve, on remplit la conduite d'eau, on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle sera soumise majorée de 50 %, la variation de la pression doit rester à 0, 2 Bars.

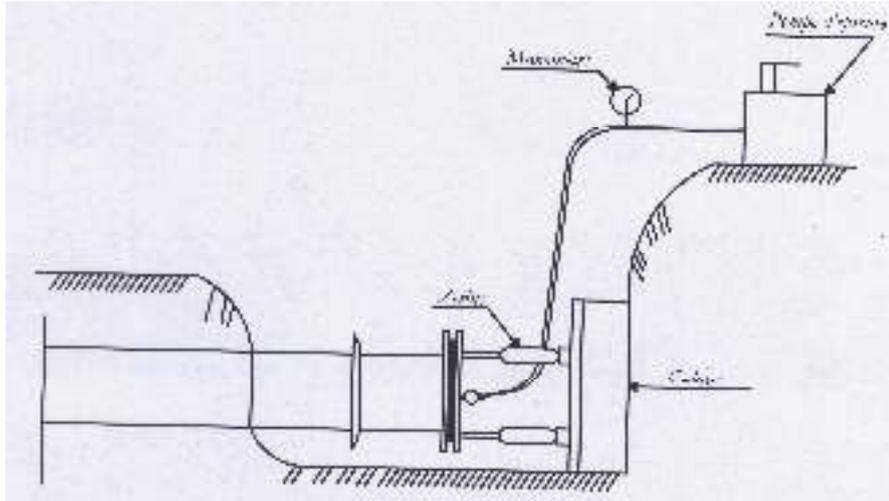


Fig.VII.3 : Essai hydraulique.

I-1-5- Remblayage :

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

En terrain agressif, on emploie comme remblai, une terre chimiquement neutre, ou mieux, une terre dont on aura rendu la réaction alcaline par addition de chaux.

II- Franchissement des points spéciaux :

Lors d'exécution des travaux, la conduite traversera quelques points spéciaux.

On citera :

- Traversées de route
- Traversée de rivière

II-1-Traversée de route :

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite de fissures.

II-2- Traversée de rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction ;
- Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau), et pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la Conduite.

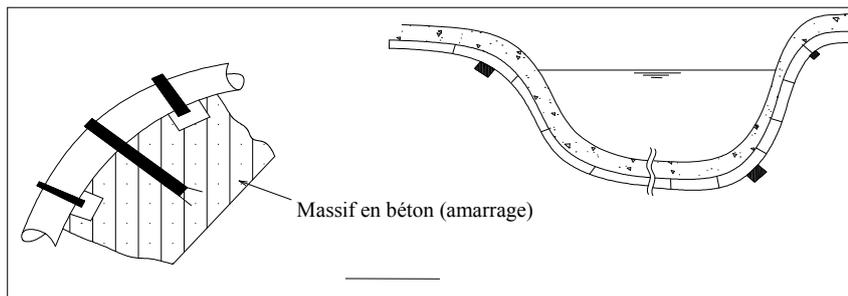


Fig.VII.4 : Traverse de la rivière.

II-3- Butées :

Sous la poussé de l'eau, les branchements ou le cas d'un changement de direction, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou à la rupture des soudures.

Pour remédier à cela, on prévoit, la construction de massifs en béton, qui, par leur poids, s'opposent aux déboitements et aux ruptures.

On distingue :

- Butée sur un branchement ;
- Butée sur un coude horizontal ;
- Butée sur un coude vertical ;
- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique (voir **Fig. VII.3**)

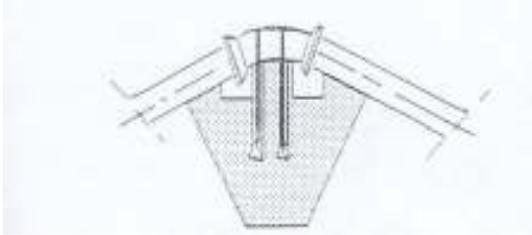


Fig.VII.6 : Butée sur un coude horizontale

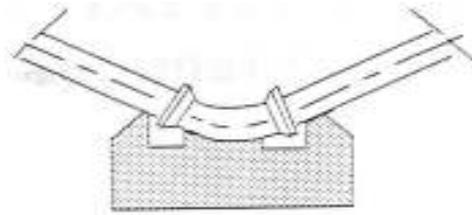


Fig.VII.5 : Butée sur un coude vertical

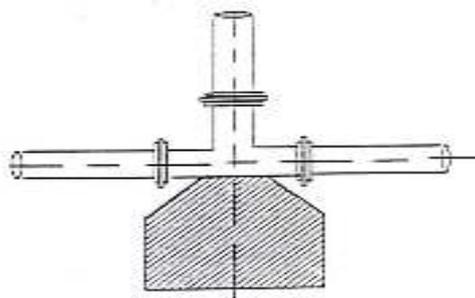


Fig.VII.7 : Butée sur un branchement.

III- Équipement du réseau de distribution :

III-1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 60mm et 250 mm.

III-2- Appareils et accessoires du réseau :

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

A- Robinets vannes :

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

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » ,Celle ci est introduite dans une bouche a clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

B- Bouches ou poteau d'incendie :

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

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

C- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu , on peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

D- Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

E- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

F- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

G- pièces spéciales de raccord :

1- **les Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisation secondaires sur la canalisation principale.

2- **les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.

3- **les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

Introduction :

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

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

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

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

I. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

I.1.Facteurs humain :

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

I.2.Facteurs matériel :

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

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

I.3. Liste des conditions dangereuses :

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

I.4. Liste des actions dangereuses :

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

II. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

II.1. Protection individuelle :

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

II.2. Autre protections :

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

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

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles. Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

II.3. Protection collective :

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

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

a- Engin de levage

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

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

b- Appareillage électrique :

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

Conclusion

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

Introduction :

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

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

I. But de la gestion :

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

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

II. Gestion et exploitation des ouvrages de stockage :

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

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

II.1. Equipements du réservoir :

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

Tableau IX.1 : Equipements du réservoir

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

II.2.Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

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

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

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

II.2.1. Contrôle hebdomadaire :

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

II.2.2. Contrôle semestriel :

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

II.2.3. Nettoyage :

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

III. Gestion et exploitation des réseaux :

Le réseau des canalisations représente plus de 80 % de la valeur patrimoniale des installations d'un service d'alimentation en eau potable ; sa gestion est donc un enjeu fort pour les collectivités. La durée de maintien en service des conduites peut être longue, il y a plus de 150 ans continuent d'assurer correctement leur fonction. Inversement, en raison de leur matériau, de leurs conditions de pose, de leur régime hydraulique, de leur environnement ou de la qualité de l'eau, certains tronçons connaissent des avaries et doivent être remplacés précocement.

Donc ; on essaye de voir les principaux points d'une gestion rationnelle d'un réseau d'alimentation en eau potable.

III .1 /Procédés de réhabilitation des canalisations

Une fois le tronçon à risque identifié, le choix entre des travaux de réhabilitation ou de renouvellement se pose. Cette stratégie de décision dépend donc :

- De la nature du dysfonctionnement constaté et de l'état du tuyau ;
- De l'opportunité : incidence sur l'environnement, bruit, fouille, ...
- Des contraintes locales : réfection des sols, densité des branchements, durée envisageable de la coupure d'eau, largeur et encombrement de la voie, ...etc.

. Des coûts financiers du projet : coûts directs, coûts indirects (travaux nécessaires à l'exécution de l'ouvrage principal) et surtout les coûts sociaux (bruit, risque d'accident, perte d'exploitation des commerces...), difficilement évaluables.

III .1 .1 /Réhabilitation des réseaux

Par définition, la réhabilitation consiste en une remise en état d'une conduite dégradée en vue de restituer les propriétés initiales ou bien d'améliorer certaines. La réhabilitation de réseaux doit impérativement apporter :

- Une technique performante et garantie.
- Une économie significative par rapport à la pose de canalisation en tranchée.
- Une faible gêne de l'environnement.

III .1 .2 /Techniques de réhabilitation

Les techniques de réhabilitation existantes sont nombreuses. Pour la plupart, elles sont spécifiques à un problème donné et à l'objectif visé : restructuration, consolidation, rétablissement de bonnes conditions hydrauliques d'écoulement, étanchement, ...

Les procédés de réhabilitation abordés concernent principalement les conduites non visitables:

- Tubage :
 - tubage sans contact.
 - tubage à contact uniforme.
- Chemisage ou revêtement par membrane.
- Projection au mortier de ciment.
- Revêtement en résine époxy.

Pour chaque procédé de réhabilitation, une fiche technique précise le domaine d'application et les critères de choix en fonction de l'état du réseau et des contraintes environnementales.

III.2 /Les actions de réduction des pertes d'eau :

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

III.2.1/Détections des fuites :

A. les procédés acoustique :

Les enregistreurs de bruit sont des appareils autonomes de pré-localisation des fuites. Ils sont particulièrement indiqués pour le contrôle des secteurs bruyants ou de trafic routier important. Placés au contact des conduites, ils captent à des heures ou des jours déterminés les bruits qu'elles transmettent et en mémorisent le niveau minimum constant, sensé être l'indice d'une fuite.

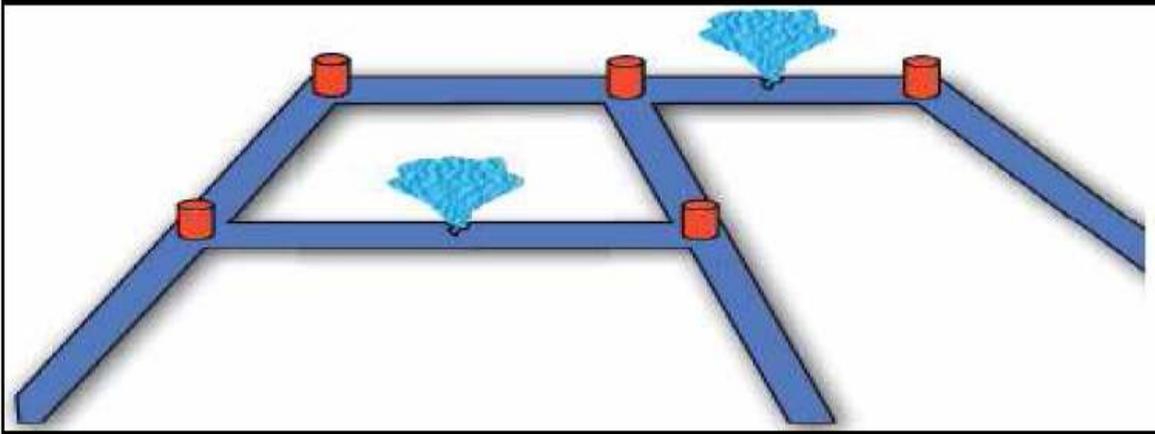


Fig. IX.1: L'emplacement d'un enregistreur de bruits

A l'issue de la période d'enregistrement programmée, les appareils sont connectés à un micro-ordinateur pour transfert des données stockées. L'opérateur analyse alors ces données :

En repérant pour chaque point d'écoute les bruits permanents dont le niveau sonore est minimum :

- ✓ et portant ces résultats sur le plan du réseau,
- ✓ en déterminant comme suite une zone suspecte, par comparaison des niveaux sonores de chaque point écouté.

A.1. Configuration opérationnelle

Les enregistreurs de bruit sont spécialement utiles – et rentables – pour le travail dans des secteurs d'écoute difficile, soit en raison du bruit environnant, des risques de la circulation, des conditions de remplissage du réseau, ou pour toute autre raison. Il ne peut se faire que de nuit ou le week-end.

Ils permettent de pré-localiser les fuites à 50 ou 100 mètres près.

A.2. Les étapes de la pré-localisation

a. Réalisation d'un plan de pose

- ✓ Positionner les points d'écoute sur un plan.
- ✓ Déterminer le nombre d'enregistreurs de bruit nécessaires pour couvrir complètement le secteur.
- ✓ Délimiter la zone à contrôler sur un plan du réseau.

b. Programmation du parc d'enregistreurs

- ✓ Dates, horaires et durées des cycles d'acquisition.
- ✓ Nombre de mesures par cycle.
- ✓ Niveau d'amplification

c. Pose des enregistreurs sur les points d'écoute

Noter les emplacements exacts sur la chaussée et sur le plan de pose.

d. Enregistrement des bruits

Déclenchement en mode automatique suivant les cycles programmés.

e. Analyse des données acquises

- Transfert des données acquises sur micro-ordinateur.
- Détermination des niveaux minimum de bruits permanents de chaque enregistrement.

f. Pré-localisation des zones de fuites probables

- Report des niveaux de bruits sur le plan de pose.
- Visualisation graphique des zones les plus bruyantes.

A.3. Mise en place sur le terrain :

La mise en place s’effectue aux endroits prévus sur le plan de pose,

Tableau IX.2: Distances entre les enregistreurs [Wiki]

A cette catégorie d’appareils se rattachent en particulier la canne d’écoute et l’hydrosol.

Environnement	Matériau de la conduite	Distance entre deux enregistreurs
Zone urbaine	Métallique (fonte, acier)	200 à 300 m
	Amiante – ciment	
	Plastique (PVC, PEHD)	100 à 160 m
Zone péri –urbaine et rurale	Métallique (fonte, acier)	400 à 500 m
	Amiante – ciment	
	Plastique (PVC, PEHD)	160 à 200 m



Fig. IX.2: Appareils enregistreurs de bruits

B .La détection acoustique

Les matériels utilisés pour ce faire sont basés sur le principe du stéthoscope, simplement complété par un dispositif d’amplification et généralement aussi de filtration. Les appareils sont classés en deux catégories :

:

B.1. Les appareils à amplification mécanique

Ils sont en principe composés d'une membrane vibrante insérée dans une cloche métallique formant une caisse de résonance dans laquelle est vissée une tige métallique servant de capteur (**Fig.IX.3**).

Ces appareils aux performances réelles mais limitées requièrent de la part de l'opérateur une « oreille » exercée dont généralement, avec de l'expérience, il fait preuve. Ils permettent de dégrossir le travail de recherche et par ailleurs d'assurer un contrôle rapide du réseau en tout point où on y intervient.



Fig. IX.3: Les appareils à amplification mécanique

B.2. Les appareils à amplification électronique

Ces appareils sont identiques aux précédents dans leur principe, à la différence qu'un microphone remplace l'ensemble canne – membrane, et qu'un amplificateur / filtre remplace la cloche.

Ces appareils, plus sensibles et plus précis que les précédents desquels viennent en complément, permettent de localiser correctement, sous certaines conditions toutefois, la plupart des fuites.



Fig.IX.4: Les appareils à amplification électronique

C. Le gaz traceur

Le principe global est de contaminer le sol au droit des fuites par apport d'hélium contenu dans l'eau du tuyau fuyard, puis de détecter ces concentrations anormalement élevées par un spectromètre analysant l'air du sol aspiré par une pompe à vide .

L'injection d'hélium dans l'eau nécessite quelques précautions simples, et uniquement un point d'injection du type prise en charge.

La détection se fait par un spectromètre embarqué sur un véhicule, réglé pour détecter l'hélium. L'équipe suit le parcours des canalisations à analyser, et prélève l'air du sol grâce à une canne reliée à une pompe à vide tous les 10 mètres.

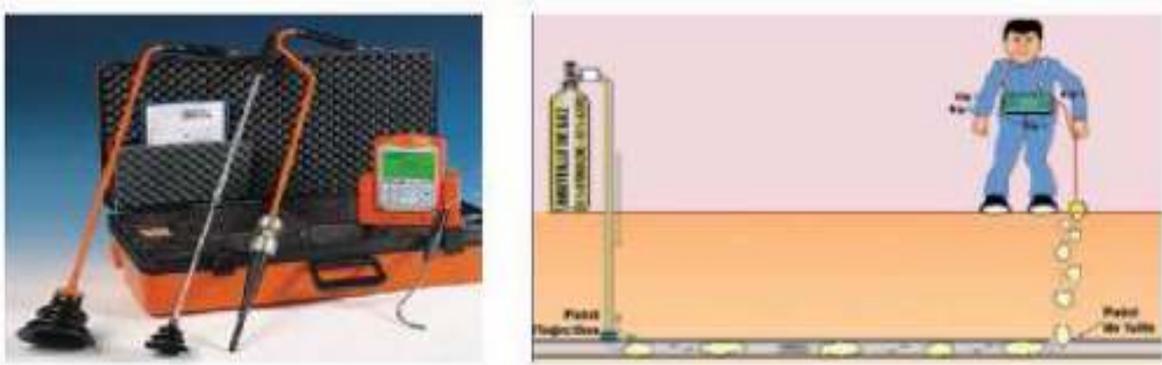


Fig. IX.5: Principe de fonctionnement d'un Gaz traceur

La mise en oeuvre est la suivante :

- ✓ Injection du gaz sous pression dans la conduite (prise en charge, branchement, etc.).
- ✓ Réalisation de petits trous à l'aplomb du tracé de la conduite.
- ✓ Détection du gaz traceur à l'aide d'une sonde de détection.
- ✓ L'emplacement de la fuite correspond à l'endroit de concentration maximale.

III.2.2/ Le comptage :

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

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

III.3/Rendement des réseaux :

c'est-à-dire m³ livrés par m³ produits, ce point tient compte de :

- les volumes livrés mais qui ne sont pas comptabilisés (lavage d'égout, lavage de rues, fourniture d'eau pour la défense d'incendie).

- les pertes par fuites (sur réseaux ou branchements).
- les pertes par sous-comptage (compteurs bloqués, vieillissement des compteurs).

Donc ; le rendement de réseau n'a pas une valeur d'indicateur absolu du bon entretien des réseaux puisqu'il dépend du niveau des consommations (A pertes identiques le rendement croit avec les consommations)

III.4/ La lutte contre le vieillissement des conduites :

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

Conclusion :

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

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

Conclusion générale :

A partir de notre diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Grarem Gouga nous avons pu identifier les anomalies qui empêchent le bon fonctionnement de ce dernier, et par la suite, de pouvoir proposer des solutions techniques qui peuvent remédier à ces problèmes.

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée tant au côté technique qu'au côté économique et cela afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

A la lumière de cette étude, je me permets de conclure qu'après avoir estimé les besoins actuels en eau, que notre réseau ne peut répondre à la demande de la ville de Grarem Gouga que se soit à l'état actuel ou pour l'horizon 2035. Cela revient essentiellement à :

- sous dimensionnement des conduites de distribution,
- la mauvaise gestion des ouvrages de stockages
- le choix de la variante de réseau.

Il existe aujourd'hui une crise de l'eau qui n'est pas due à son insuffisance à satisfaire nos besoins, elle résulte plutôt comme je l'ai souligné, d'une mauvaise gestion de cette ressource.

En l'état actuel des choses, il est encore possible de prendre des mesures constructives pour éviter que la crise ne s'amplifie c'est-à-dire réduire au maximum le taux de fuites on change certains diamètres, et en remplaçons carrément les tronçons défectueux , et pour les estimations à long terme des besoins, on a constaté que notre réseau à l'état actuel ne remplira plus sa mission vers l'horizon 2035.

A cet effet j'ai proposé une nouvelle variante du réseau qui nous permettra d'assurer une meilleure distribution tout en vérifiant les vitesses et les pressions aux plus défavorable.

En fin, je souhaiterais que mon projet fasse l'objet d'un contrôle avant sa réalisation et servira comme guide bénéfique pour d'autres projets orientés dans la perspective de promouvoir le secteur hydraulique dans la zone en question.

