

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de diagnostic du système d'A.E.P de la ville d'El-Affroun (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-09

APA Citation (توثيق APA):

Sahraoui, Nabil (2009). Etude de diagnostic du système d'A.E.P de la ville d'El-Affroun (w. Blida)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدورات، 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 ABDALLAH**

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME:

**Etude de diagnostic du système d'alimentation
en eau potable de la ville D'El-Affroune
(W. BLIDA)**

**Présenté par :
M^r sahraoui nabil**

**Promoteur :
M^r A.AYADI**

Devant le jury composé de :

President: M^r T.KHETTAL

**Examineurs: M^r M.S BENHAFID
M^{me} M.KAHLERASS
M^{me} D.DJODAR
M^r M.RASSOUL
M^r M.FODIL CHERIF**

le - /07 / 2009

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dedicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- *Mes très chers parents .*
- *Tous mes frères et sœurs.*
- *Toute ma famille.*
- *Mes amis abdou, rachid ,sofiane....*
- *Tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.*
- *Tous mes amis de l'école : HASSANE , RACHID, FAYCAL*

Sahraoui Nabil

Remerciements

Tous d'abord je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon promoteur

« Mr AYADI ABDERRAHMANE » de m'avoir orienté et pour ces conseils judiciaires et sa constante disponibilité dans le but de mener à bien ce projet de fin d'étude.

- A M^R. BENHAFIDH le directeur de L'ENSH pour ces efforts dans le but d'assurer les meilleures conditions pour les étudiants.

- A M^r LAAROSSI MOHAMED le chef d'exploitation du centre de l'ADE d'El-Affroune pour ces informations et documentations.

- Mes remerciements vont également à Monsieur RAHMANI MAHFOUD le subdivisionnaire d'El-Affroune et tous les cadres qui travaillent avec lui.

- les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de L'ENSH.

- Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Sahraoui Nabil

ملخص:

عبر الدراسة التي قدمناها, قد أعطينا في أول الأمر نظرة عامة عن مختلف المنشآت المكونة لنظام توزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة العفر ون الينابيع المائية, شبكة التوزيع, وكذلك مختلف منشآت التخزين ثم انتقلنا إلى تقييم احتياجات السكان للمياه حتى سنة 2040, و كذلك تقديم مقارنة بين تلك الاحتياجات و ما هو متوفر.

المرحلة التالية في العمل و هي محاكاة شبكة توزيع المياه بالاستعانة ببرنامج خاص, خلال هذه الخطوة استطعنا تشخيص الخلل و اقتراح حلول عاجلة لتحسين الوضعية الحالية ثم التخطيط لسنة 2040, و نظرا إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع قد اقترحنا إعادة هذه الأخيرة. و كمحاور جديدة تطرقنا إلى محور تجديد القنوات المياه و محور توسيع الشبكة.

Résumé :

A travers l'étude que nous avons présenté, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les installations existantes qui forment le système d'AEP de la ville

d'El-Affroune ressources hydrauliques, réseau et des différents ouvrages de stockage, puis nous somme passé à l'estimation des besoins en eaux de la ville jusqu'à l'année 2040 et comparer les ressources mobilisables par ces besoins.

La deuxième partie de travail c'est la simulation qui nous a permet de faire un diagnostique et faire apparaître les défaillances dans le réseau, puis nous avons proposer des solutions urgentes pour remèder aux problèmes diagnostiqués.

La dernier étape c'est de faire une projection a long terme, vis-à-vis l'état actuelle du réseau, nous avons proposer de projeter un autre réseau qui dimensionner suivant les besoins de 2040.

Summary:

our study consists in establishing a diagnosis of the feeder system of drinking water of the town of EL-Affroune,, first we have presented the general situation of the different components of drinking water system water sources, networks and the different storage structures; Then, we have estimated the people's needs of water until the year of 2040. After that, we have compared between this needs and the resources.

In the other way, we have simulated the network with a computer programme, with this simulation we have arrived to count the problems of network, then suggest a solution for goal to repair the network.

For the horizon of 2040 we suggested to concept a new network with PEHD pipes

Because the distribution network is very old, .Finely, we have tolled about the management of networks water.

Introduction générale	01
------------------------------------	----

Chapitre I : Présentation des installations existantes

I.1/ La ville d'El-Affroun	02
I.2/ objectif de l'étude.....	03
I.3/ Présentation des installations existantes :.....	03
I.3.1/ Les ouvrages de production :.....	03
I.3.2/ Stations de pompage:	05
I.3.2.1/ Stations de pompage principale:.....	05
I.3.2.1/ Stations de pompage de reprise:.....	05
I.3.3/ ouvrages de stockage.....	06
I.3.4/ Réseau de distribution	07
I.3.5/ Réseau d'adduction :.....	08
I.3.6/ Réducteur de pression :.....	10
Conclusion.....	13

Chapitre II : diagnostic

II.1/ Analyse des besoins et des ressources :.....	14
II.1.1/ Les consommations en eau et leurs évolution.....	14
II.1.2/ Evolution des besoins en eau.....	16
II.1.3 /Rendement du réseau.....	16
II.1.4/ dotation actuelle :.....	17
II.1.4.1/ dotation produite :.....	17
II.1.4.2 dotation consommée :.....	17
II.1.5 Coefficients de pointe.....	18
II.1.5.1 Coefficients de pointe journalière.....	18
II.1.5.2 Coefficients de pointe horaire.....	21
II.2/ Estimation des besoins actuels et futurs.....	23
II.3/ Variation des débits horaires.....	26
II.3.1/ Variation des débits horaires de la ville d'El-Affroun en 2009.....	26
II.3.2/ Variation des débits horaires de la ville d'El-Affroun en 2020.....	28
II.3.3/ Variation des débits horaires de la ville d'El-Affroun en 2030.....	29
II.3.4/ Variation des débits horaires de la ville d'El-Affroun en 2040.....	31
II.4/ Analyse des ressources.....	32
II.5/ Bilan.....	33
II.6/Capacités de stockage.....	34
II.6.1/Capacités de stockage théorique en 2009.....	35

II.6.2/Capacités de stockage théorique en 2020.....	36
II.6.3/Capacités de stockage théorique en 2030.....	37
II.6.4/Capacités de stockage théorique en 2040.....	38
II.7/ Etat du réseau de distribution.....	40
II.8/ Etat du réseau d'adduction (champ de captage).....	40
II.9/ Qualité de l'eau	42
Conclusion.....	42

Chapitre III : modélisation et recommandations

Introduction.....	43
III.1/ Présentation du logiciel EPANET.....	43
III.2/ Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET.....	44
III.3/ Modélisation du réseau actuel (2009) et résultats.....	45
III.3.1 Résultats de calcul aux noeuds pendant l'heure de pointe.....	45
III.3.2 Résultats de calcul dans les tronçons pendant l'heure de point.....	49
III.3.3 Résultats de calcul aux noeuds pendant l'heure de pointe en cas d'incendie.....	51
III.3.4/ diagnostic de la situation actuelle (2009).....	53
III.3.4.1 Constat.....	53
III.3.4.2/ propositions.....	54
III.4/ simulation du réseau en tenant compte les propositions.....	55
III.4.1 Résultats de calcul aux noeuds pendant l'heure de pointe	51
III.4.2 Résultats de calcul dans les tronçons pendant l'heure de pointe.....	59
III.4.3 Résultats de calcul aux noeuds pendant l'heure creuse.....	61
Conclusion.....	63

Chapitre IV : état future du réseau

Introduction.....	64
IV.1 conception du réseau.....	64
IV.2 Dimensionnement du réseau.....	65
IV.2.1 choix du matériau.....	65
IV.2.2 détermination des diamètres.....	65
IV.3/ simulation du réseau en 2040.....	69
IV.3.1/ résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe.....	69

IV.3.2/ résultats de calcul dans les tronçons pendant l'heure de pointe.....	73
IV.3.3/ résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe et incendie.....	76
IV.3.4/ résultats de calcul des tronçons pendant l'heure de pointe et incendie.....	80
IV.4/ amélioration de la source d'eau.....	83
Conclusion.....	83

Chapitre V : pose de canalisation

V.1/Introduction	84
V.2/ Les actions reçues par les conduites	84
V.3/ Mode opératoire	85
V.3.1/ Pose selon la nature de terrain.....	85
V.3.2/ Pose selon la nature des conduites	85
V.3.3/ Traversées de routes.....	85
V.4/ Exécution des travaux	86
V.4.1 Vérifications et manutentions des canalisations	86
V.5/ choix des engins de terrassement.....	88
V.5.1/ Définition de la pelle hydraulique	88
V.5.2/ Définition du Bulldozer	89
V.6/ La mise en place des canalisations.....	90
V.6.1 / Assemblage des conduites.....	90
V.6.2/ Épreuve des joints et canalisations principales.....	91
V.6.3/ Épreuve des robinets vannes	91
V.6.4/ Épreuve des branchements et raccordements	91
V.7/ Remblaiement des tranchées.....	92
Conclusion	92

Chapitre VI : protection et sécurité de travail

VI.1/Introduction	93
VI.2/Causes des accidents de travail dans un chantier Hydraulique.....	93
VI.2.1/Facteurs humain.....	94
VI.2.2/Facteurs matériel.....	94
VI.2.3/ Liste des conditions dangereuses	94
VI.2.4/ Liste des actions dangereuses	95
VI.3/Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	95
VI.3.1/Protection individuelle.....	95
VI.3.2/Autre protections	95

VI.3.3/Protection collective	96
VI.3.4/Engin de levage	96
VI.3.4/Appareillage électrique	96
Conclusion.....	96

Chapitre VII : outils d'aide a la décision

VII.1/ courbe caractéristique d'un nœud	97
VII.1.1 Introduction.....	97
VII.1.2/ caractéristiques nodales.....	97
VII.1.3/ étude de la variation de la pression au point de Branchement.....	98
VII.1.4/ Corrélation courbe caractéristique – installations.....	99
VII.1.4.1/ le débit d'installation Q_x ($0 < Q_x < Q_{MAX}$)	100
VII.1.4.2/ le débit d'installation Q_x ($Q_x > Q_{MAX}$)	100
VII.1.5/ Analyse de l'étude.....	101
VII.1.6/ Conclusion.....	102
Conclusion générale.....	103

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation des installations existantes

<u>Tableau I-1</u> : les ouvrages de production.....	04
<u>Tableau I-2</u> : les stations de pompage.....	06
<u>Tableau I-3</u> : Caractéristiques des réservoirs.....	06
<u>Tableau I-4</u> : Caractéristiques du réseau d'adduction (champ de captage).....	09

Chapitre II : diagnostic

<u>Tableau II-1</u> : Evolution du volume facturé et le nombre d'abonner.....	14
<u>Tableau II-2</u> : rendement du réseau.....	16
<u>Tableau II-3</u> : état du volume facturé pour l'année 2008.....	17
<u>Tableau II-4</u> : consommation journalière en 2008 et le 1 ^{er} trimestre de 2009.....	19
<u>Tableau II-5</u> : la production journalière en eau du mois de mars 2009.....	20
<u>Tableau II-6</u> : la population pour chaque horizon.....	21
<u>Tableau II-7</u> : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	22
<u>Tableau II-8</u> : le coefficient de pointe horaire pour chaque horizon.....	23
<u>Tableau II-9</u> : les volumes estimés de vente d'eau pour les différents horizons d'étude.....	24
<u>Tableau II-10</u> : Besoins actuels et futures.....	25
<u>Tableau II-11</u> : Variation des débits horaires en 2009.....	26
<u>Tableau II-12</u> : Variation des débits horaires en 2020.....	28
<u>Tableau II-13</u> : Variation des débits horaires en 2030.....	29
<u>Tableau II-14</u> : Variation des débits horaires en 2040.....	31
<u>Tableau II-15</u> : Production des puits.....	33
<u>Tableau II-16</u> : Bilan Besoins – Ressources.....	33
<u>Tableau II-17</u> : Calcul du volume de stockage pour la ville d'El-Affroun (Horizon 2009).....	35
<u>Tableau II-18</u> : Calcul du volume de stockage pour la ville d'El-Affroun (Horizon 2020).....	36
<u>Tableau II-19</u> : Calcul du volume de stockage pour la ville d'El-Affroun (Horizon 2030).....	37
<u>Tableau II-20</u> : Calcul du volume de stockage pour la ville d'El-Affroun (Horizon 2040).....	38
<u>Tableau II-21</u> : Comparaison entre les besoins journaliers et la capacité de stockage des réservoirs.....	39
<u>Tableau II-22</u> : Le réseau d'adduction reamenagé.....	41

Chapitre III : modélisation et recommandations

<u>Tableau III-1</u> : Les pressions aux nœuds(2009).....	45
<u>Tableau III-2</u> : caractéristiques géométriques et hydrauliques calculés des tronçons(2009).....	49
<u>Tableau III-3</u> : liste des accessoires installés.....	55
<u>Tableau III-4</u> : Les pressions aux nœuds.....	55
<u>Tableau III-5</u> caractéristiques géométriques et hydrauliques calculés des tronçons.....	59

Chapitre IV : état future du réseau

<u>Tableau IV-1</u> : Liste des diamètres projetés	66
<u>Tableau IV-2</u> : Les pressions aux nœuds.....	69
<u>Tableau IV-3</u> Caractéristiques géométriques et hydrauliques calculés des tronçons.....	73
<u>Tableau IV-4</u> : Les pressions aux nœuds	76
<u>Tableau IV-5</u> : Caractéristiques géométriques et hydrauliques calculés des tronçons	80

Chapitre VII : outils d'aide a la décision

<u>Tableau V-3</u> : Zone de variation du débit Q_x appeler.....	101
<u>Tableau V-4</u> : Zone de variation du débit Q_x appeler ($Q_x > Q_{max}$).....	101

LISTE DES SCHEMAS

Chapitre I : Présentation des installations existantes

Schéma I-1 : réglage d'un réducteur de pression	11
Schéma I-2 : réducteur de pression.....	12

Chapitre II : diagnostic

<u>Schéma II-1</u> : évolution des ventes d'eau.....	15
<u>Schéma II-1</u> : évolution du nombre d'abonnés.....	15
<u>Schéma II-3</u> : les pertes d'eau dans la chaîne d'eau.....	23
<u>Schéma II-4</u> : Diagramme de consommation totale en 2009.....	27
<u>Schéma II-5</u> : Diagramme de consommation totale en 2020.....	29
<u>Schéma II-6</u> : Diagramme de consommation totale en 2030.....	30
<u>Schéma II-7</u> : Diagramme de consommation totale en 2040.....	32

Chapitre III : modélisation ET recommandations

<u>Schéma III-1</u> : situation actuelle du réseau en heure de pointe.....	48
<u>Schéma III-2</u> : l'état actuelle du réseau en heure de pointe et incendie.....	52
<u>Schéma III-3</u> : état du réseau avec recommandations pendant l'heure de pointe.....	58
<u>Schéma III-4</u> : état du réseau avec propositions Pendant l'heure creuse.....	62

Chapitre IV : état future du réseau

<u>Schéma IV-1</u> : les pressions aux nœuds dans réseau en 2040 en heure de pointe.....	72
<u>Schéma IV-2</u> : les pressions aux nœuds dans réseau en 2040 en heure de pointe et incendie.....	79

Chapitre V : pose de canalisation

<u>Schéma V-2</u> : schéma d'un nœud.....	87
---	----

Chapitre V : outils d'aide a la décision

<u>Schéma V-1</u> : Courbe caractéristique du nœud.....	99
---	----

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 a cause de la mauvaise gestion de cette richesse, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable la ou des grandes quantités sont perdues par le réseau lui même ou par les consommateurs.

Un système d'alimentation en eau potable efficace est un système qui doit fournir de l'eau à tous les abonnés en quantité suffisante et en bonne qualité.

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

La ville d'El-Affroun est l'une de ces villes qui souffre de l'insuffisance de l'eau, mais pourquoi n'y a 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 faite pour faire apparaître les anomalies et les problèmes dans le système d'AEP , puis propose des solutions urgentes aptes a appliquées pour améliorer la dessert en eau et en fin examiner l'état future du réseau avec la conception actuelle et voir est ce que le système il est capable de satisfaire les besoins de la ville et jusqu'à quant.



I.1/ objectif de l'étude :

La présente étude a les objectifs suivants :

- ↳ Mettre en évidence les insuffisances du réseau ou des ouvrages pour répondre à la demande actuelle et future, par une analyse de l'existant (réseau/ouvrage/qualité de l'eau), un bilan de l'adéquation des besoins ressources capacités de stockage et une simulation du fonctionnement du réseau ;
- ↳ Définir les améliorations à apporter pour assurer la desserte quantitative et qualitative des abonnés, en toute sécurité ;

I.2 / présentation de La ville d'El-Affroune

La daïra d'El-Affroune fait partie de la wilaya de Blida, elle comprend deux communes; la commune d'El-Affroune, et la commune de oued djer. Le chef lieu de la commune d'El-Affroune est situé au sud-ouest de la capitale Alger a environ 60 Km, et a 20 Km a l'ouest de Blida.

La population totale desservie par l'entreprise de gestion « algérienne des eaux » est de 34.800 habitants au dernier recensement de 2008, représentant 6672 abonnés en 2008.

Les ressources en eaux sont constituées de dix forages dont six forages situés dans le champ de captage sud, et les restes sont situés dans le champ de captage nord.

Le réseau de distribution est de type étage, il comprend deux étages, l'un il est supérieur et l'autre il est inférieur.

La distribution de l'eau s'effectue de manière gravitaire à partir de deux réservoirs, (3200 m³ pour l'étage inférieur, 400 m³ pour l'étage supérieur), ces deux réservoirs sont alimentés à partir d'un réservoir de 5000 m³, ce dernier il alimente aussi une partie de la ville et son alimentation est assurée par la station de pompage principale.

I.3 / Présentation des installations existantes :

I.3.1/ Les ouvrages de production :

L'alimentation de la ville d'EL-Affroune en eau potable est assurée par dix forages situés dans deux champs de captage, Tous les forages refoulent vers la station de pompage principale, qui refoule à son tour vers le réservoir de 5000m³.

Vu la situation actuelle des forages, il est impossible d'estimer avec exactitude la production, toutefois selon les informations recueillies au niveau de l'ADE, la production de saison max atteint les 227.444 m³ soit 2577m³/j, cela est en fonction des forages à exploiter

Tableau I- 1: les ouvrages de production.

	Nomi- nation	Q essai (l/s)	Q exploit (l/s)	Profond- deur (m)	N S (m)	N D (m)	observation
Champ de captage sud	F4 bis	35	17	150	/	94	En service
	F5 bis	14	9	150	64	106	En service
Total de champ de captage sud : 26 l/s							
Champ de captage nord	F1	8	0	150	/	/	Hors service
	F2 ter	12	8	150	67,7	105	En service
	F6 bis	17	11	135	54,3	61,3	En service
	F7 bis	31	20	150	56,1	73	Hors service a cause d'endommagement du tubage
	F8 bis	20	10	150	54	80	En service
	F9	34	19	150	56,5	66,35	En service
	F10	28	0	150	76,7	102,1	Manque de raccordement au réseau et électrification.
Total de champ de captage nord : 68 l/s							
Q exploité total : 94 l/s							

I.3.2/ Stations de pompage:

Le système d'alimentation en eau potable est équipé par deux stations de pompage, la première dite principale et la seconde dite de reprise.

I.3.2.1/ Stations de pompage principale:

Cette station se situe dans le nord de la ville d'EL-Affroune, plus exacte au domaine 'KAHLOUCH', est alimentée a partir du champ de captage, elle fonctionne avec deux groupes électropompe (une en service et une de secours).

La hauteur manométrique totale (Hmt) de cette station elle est de **137,5 m**, le débit refoulé par jour est de **5500 m³/j** avec un fonctionnement de **16 h/j**

Cette station refoule vers le réservoir de 5000m³.

II.3.2.1/ Stations de pompage de en charge:

Cette station se trouve dans le sud de la ville a 'BENI-MOUIMEN', elle est alimentée par le réservoir de 5000 m³ et elle assure l'alimentation du réservoir 400 m³ qui a une cote de radier plus élevé a celle du réservoir de 5000 m³.

La hauteur manométrique totale (Hmt) de cette station elle est de **50 m**, le débit mobilisé par jour est de **720 m³/j** avec un fonctionnement de **10 h/j**.

Les caractéristiques techniques des deux stations sont reprises sous forme de tableau.

Tableau I-2: les stations de pompage.

Station de pompage	lieu	caractéristiques	Débit mobilisé	Durée de pompage	destination
Station de pompage principale	Domaine KAHLOUCH	-2 GEP. -Hmt= 137,5 m -Q=5500 m ³ /j	5000m ³ /j	16 h/j	Reservoir 5000 m ³
Station de pompage de reprise	BENI-MOUIMEN	-2 GEP. -Hmt= 50 m -Q=720 m ³ /j	720 m ³ /j	10 h/j	Reservoir 400 m ³

I.3.3/ ouvrages de stockage:

Le stockage et la mise en charge de l'eau sont assurés par trois réservoirs semi enterrés de capacité totale respective 5000 m³, 3200 m³ et 400 m³.

Tableau I-3: Caractéristiques des réservoirs

Capacité de réservoir	Cote (m) N.G.A		Année de réalisation	Zones desservie
	radier	Trop plein		
V=5000 m ³	220,00	226,00	1995	Réservoirs : 300 logements, 3200m ³ Et 400 m ³
V=3200 m ³	140,00	146,00	Epoque coloniale	Partie basse de la ville
V=400 m ³	246,50	250,00	1970	Partie haute de la ville

Le réservoir de 5000 m³ est constitué d'une cuve cylindrique d'environ 32,5 m de diamètre. Son alimentation se fait depuis la station de pompage principale et dessert les deux autres réservoirs de 3200 m³ et de 400³ plus une bonne partie de la ville située à l'est.

Le réservoir de 3200 m³ est constitué d'une cuve cylindrique d'environ 26 m de diamètre. Il dispose d'une réserve incendie de 120 m³. Son alimentation se fait de manière gravitaire depuis le réservoir de 5000 m³ et dessert l'étage inférieur de la ville d'EL-Affroune.

Le réservoir de 400 m³ est constitué d'une cuve cylindrique d'environ 12 m de diamètre. Son alimentation se fait à partir du réservoir de 5000 m³ à l'aide de la station de pompage de reprise. Il dessert l'étage supérieur de la ville d'EL-Affroune.

Donc la capacité totale de stockage disponible actuellement est de $V=8600 \text{ m}^3$.

I.3.4/ Réseau de distribution :

Le réseau de distribution en eau potable de la ville d'El-Affroune arrive presque à sa limite d'âge, car il a été posé dans les années quatre-vingt (1980), et vu le nombre d'intervention au quotidien des services de l'ADE pour réparer les fuites.

Le réseau a une configuration maillée pour le centre ville et ramifié sur le reste du réseau, il est posé dans presque sa totalité en PVC (polychlorure de vinyle), il existe toutefois quelques tronçons en acier, en acier galvanisé et en amiante ciment ; les diamètres à eux varient de Ø 63 à Ø 400, la longueur totale de ce réseau est d'environ 30 Kms.

Le réseau est de type étage (c'est-à-dire distribution par étage), le nombre d'étage est de deux (02), la distribution est assurée principalement

par le réservoir de capacité $V=3200 \text{ m}^3$ pour l'étage inférieur et le réservoir de capacité $V=400 \text{ m}^3$ pour l'étage supérieur, par contre le réservoir de capacité $V=5000 \text{ m}^3$ assure l'alimentation de la cite de 300 logements en plus des réservoirs $V=3200 \text{ m}^3$ et $V=400 \text{ m}^3$.

I.3.5/ Réseau d'adduction :

Le système d'adduction actuel d'EL-Affroune se compose d'une seule conduite en DN 400 en fonte, qui approvisionne directement a partir de la station de pompage principale existante $2 \times 500 \text{ m}^3$, le réservoir 5000 m^3 implanté a la cote ($C_{r1}=220,00 \text{ m}$) (suite a l'abandon de celle qui débitait depuis cette même station vers le réservoir $V=3200 \text{ m}^3$), en suit ce dernier aura a remplir gravitairement le réservoir 3200 m^3 existant ($C_{r2}=141,00 \text{ m}$). Le réservoir 400 m^3 existant se situant à une côte ($C_{r3}=246,50 \text{ m}$) est alimentée à partir d'une pompe en charge se trouvant au niveau da la chambre des manoeuvres du réservoir 5000 m^3 .

Donc les réservoirs $V=400 \text{ m}^3$ et $V=3200 \text{ m}^3$ sont alimentes respectivement a partir du réservoir $V=5000 \text{ m}^3$, le premier par une conduite de refoulement de diamètre $\varnothing 300 \text{ mm}$ en acier, et a l'aide d'une station de pompage composée de deux (02) pompes (l'une en service et l'autre de secours), récemment installée et mise en marche ; la seconde gravitairement par une conduite de même diamètre et matériau ($\varnothing 300 \text{ mm}$ en acier).

Pour le réseau d'adduction des forages, le tableau suivant montre la disposition de ce réseau et l'état de leurs conduites.

Tableau I-4: Caractéristiques du réseau d'adduction (champ de captage).

	nomination	matériau	Longueur (mL)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	observation
CHAMPS DE CAPTAGE (partie sud)	F5bis- F4bis	acier	582	150	9	Etat vétuste, a rénové
	F4bis-F3	acier	475	200	26	Etat vétuste, a rénové
	F3-A	acier	526	300	26	Etat vétuste, a rénové
	A-ST.POMP	ACIER	370	400	26	Etat vétuste, a rénové
CHAMPS DE CAPTAGE (partie nord)	F7bis-D	A.C	135	200	0	Bonne état, hors service pour arrêt de forage
	F9bis-D	PVC PN16	380	125	19	Bonne état, a maintenir en service
	F8bis-D	A.C	320	200	10	Bonne état, a maintenir en service
	D-E	A.C	608	300	29	Bonne état, a maintenir en service
	F6bis-G	A.C	378	200	11	Bonne état, a maintenir en service
	F2ter-G	A.C	200	150	8	Bonne état, a maintenir en service
	G-F1	A.C	280	250	19	Etat vétuste, a rénové (présence de fuite)
	F1-E	A.C	168	300	19	Bonne état, a maintenir en service
	E-ST.POMP	A.C	3670	400	68	Bonne état, a maintenir en service

I.3.6/ Réducteur de pression :

Le système d'AEP d'El-Affroune est équipé par un réducteur de pression situé dans la partie alimentée à partir du réservoir de 5000 m³, dans cette partie la dénivellé entre le réservoir (cote radier) et le point le plus bas dans le réseau elle est environ de 130 m, il est placé sur une conduite de diamètre de Ø 300 mm

- **Gèneralités sur les réducteurs de pression**

Le réducteur de pression réduit la pression de l'eau qui la traverse, et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante.

Installé à l'entre du réseau d'eau, il protège toute l'installation des problèmes du à un excès de pression ; bruit dans la canalisation, coup de bélier, usures prématurées des appareils électroménagers et des robinetteries.

Installation :

Généralement ils s'installent directement après le compteur d'eau et protègent ainsi toute l'installation.

Réglage :

- Pour augmenter la pression, serrer la vis de réglage (sens des aiguilles d'une montre en regardant la vis par dessus).
- pour diminuer la pression, desserrer la vis de réglage (sens inverse des aiguilles d'une montre en regardant la vis par dessus), ouvrir légèrement un robinet pendant un instant, refermer, puis serrer de nouveau la vis de réglage jusqu'à obtention de la pression désirée.



Schéma I-1: réglage d'un réducteur de pression

On distingue des régulateurs de pression qui sont :

-**Les régulateurs aval** : qui assurent une pression constante et réglable quelles que soient les variations de pression a l'amont de appareil et la demande de débit a l'aval. L'appareil se ferme quand la demande de débit est nulle.

-**Les régulateurs amont** : qui maintiennent une pression constante et réglable a l'amont de l'appareil quelles que soient les variations de pression a l'aval et les débits.

-**Les régulateurs amont/aval** : qui assurent une pression amont supérieur ou égale a une valeur minimum fixée et délivre une pression aval égale ou inférieur a une valeur maximum souhaitée.

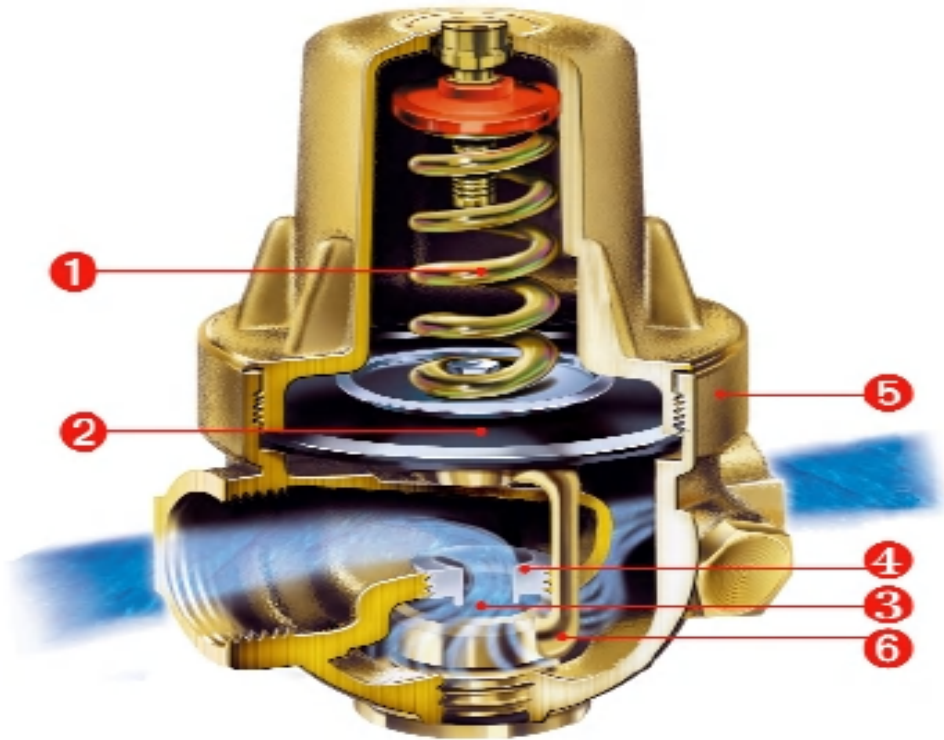


Schéma I-2 : réducteur de pression

Un ressort inoxydable (1) à grandes spires et haute sensibilité : il garantit un réglage précis. Le contrôle de la pression s'effectue dans une plage de 1,5 à 5,5 bar.

Une membrane (2) et un clapet (3) haute température : résistant à des températures élevées (jusqu'à 80°C).

Un siège en acier inox (4) : une exclusivité qui protège de l'usure et de l'agressivité de l'eau. Une garantie de longévité.

Un corps monobloc en laiton non-dézincifiable (5) (DZR) : d'une grande robustesse, ce métal est insensible à la corrosion et répond aux nouvelles normes sanitaires sur la compatibilité des matériaux en contact avec l'eau potable.

Un ensemble étrier/clapet (6) : pièce mobile monobloc en laiton non-dézincifiable (DZR), l'étrier comporte un clapet (3) largement dimensionné autorisant des performances supérieures aux exigences de la norme.

Conclusion

A travers ce chapitre on a présenté l'ensemble des équipements du système d'alimentation en eau potable de la ville d'El-Affroune.

D'après les gestionnaires du système, les deux stations de pompage cites au dessus sont en bon état, et fonctionnent normalement, leurs équipement il est aussi en bon état sauf quelques pièces qui sont besoin de réparation (compteurs, vannes, compresseur...).

Les ouvrages de stockage à son tour sont en bon état, même le réservoir de capacité de 3200 ³ qui a été construit à l'époque coloniale. Tous ces réservoirs sont équipés de tous ce qui est nécessaire au fonctionnement (vannes, compteurs, conduites de trop plein, by-pass...).

II.1/ Analyse des besoins et des ressources :

Les besoins en eau de la ville d'El-Affroune dépendent de la consommation des abonnés, mais aussi de divers facteurs, comme les pertes du réseau, ou les cessions non facturées (les voles ...). Ces facteurs peuvent être connus dans la mesure où on enregistre la production et la consommation des abonnés. Il est également nécessaire de connaître la répartition temporelle de ces besoins (maxima journalier et horaire).

II.1.1/ Les consommations en eau et leurs évolution

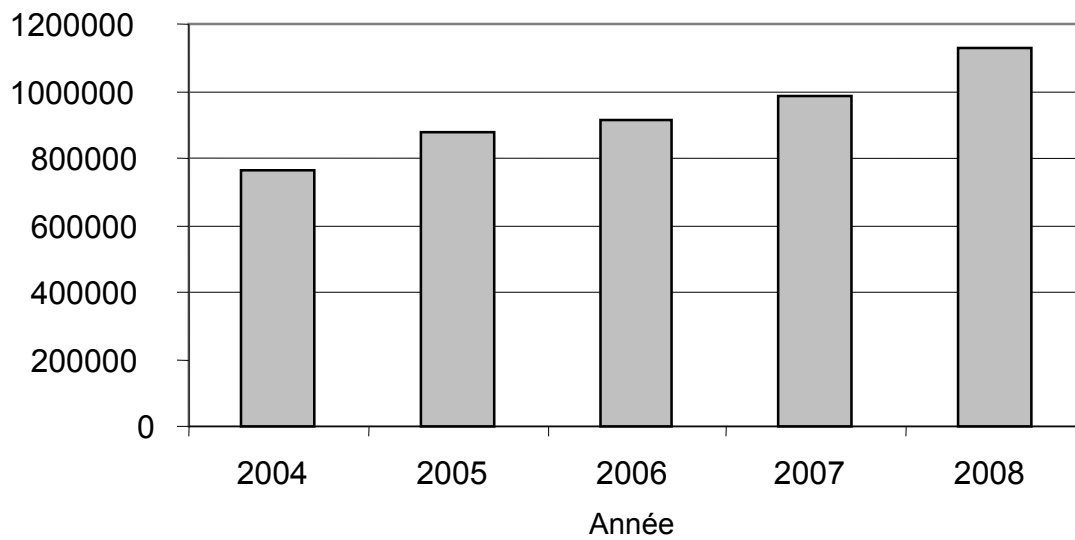
La consommation d'eau de la ville d'EL-Affroune est essentiellement due aux consommations de ses 6672 abonnés domestiques, et les différents équipements. L'agriculture se fait indépendamment du réseau de distribution.

La consommation annuelle des abonnés de la ville d'EL-Affroune est globalement croissante ces dernières années, cette croissance est essentiellement due au nombre d'abonné qui ne cesse de croître

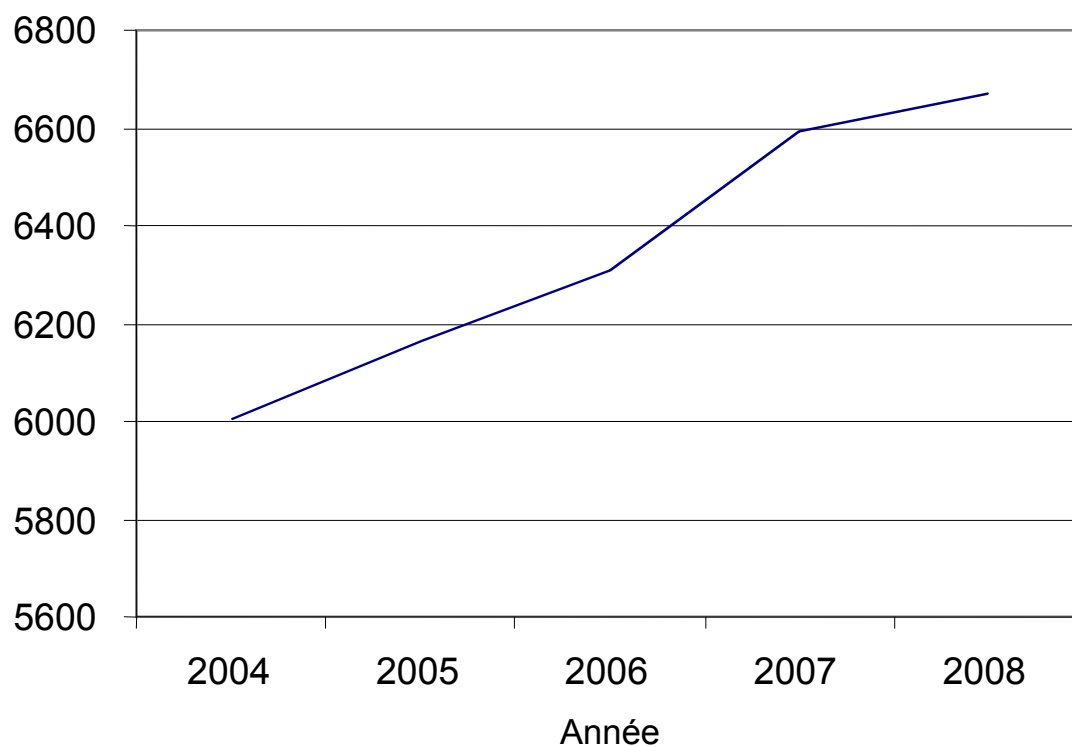
Tableau II-1: Evolution du volume facturé et le nombre d'abonné.

année	2004	2005	2006	2007	2008
Volume facturé (m ³)	765948	876573	912955	985580	1129774
Nombre d'abonner	6007	6166	6310	6593	6672

Volume facturé

**Schéma II-1 : évolution des ventes d'eau**

Nombre D'abonnés

**Schéma II-2 : évolution du nombre d'abonnés**

II.1.2/ Evolution des besoins en eau

Afin de connaître les besoins en eau de la ville d'EL-Affroune, il faut ajouter aux données concernant la consommation des abonnés les volumes d'eau non facturés. Il faut donc connaître le rendement des installations, mais aussi deux coefficients de pointe caractéristiques, qui permettent d'évaluer les besoins dans le temps :

- ☞ Le rendement d'un réseau exprime le rapport du volume d'eau vendu sur un an au volume d'eau produit sur la même année.
- ☞ Le coefficient de pointe journalière K1, exprime le rapport du volume d'eau maximal produit sur une journée sur le volume d'eau moyen produit quotidiennement
- ☞ Le coefficient de pointe horaire K2 permet d'exprimer la consommation maximale sur une heure pour une journée de pointe.

II.1.3 /Rendement du réseau

A partir des données sur la production du champs de captage, et connaissant les données de consommation, nous pouvons calculer le rendement sur la dernière année.

Tableau II-2: rendement du réseau

trimestre	1 ^{er} TR 08	2 ^{ieme} TR 08	3 ^{ieme} TR 08	4 ^{ieme} TR 08	1 ^{er} TR 09
Volume produit (m ³)	610571	635183	645445	666098	680980
Volume facturé (m ³)	244276	253191	326193	288079	244250
Rendement %	40	39,86	50,53	43,25	35,86

Le rendement du réseau est très faible et ne dépasse pas les 50 % dans les meilleurs des cas. Selon les gestionnaires du réseau ce taux de perte élevé est dû dans sa majeure partie aux fuites mais aussi aux piquages illicites qui sont loin d'être négligeables.

II.1.4/ dotation actuelle :

II.1.4.1/ dotation produite :

La production du mois de mars 2009 elle est de 229 945 m³ soit 7 417,6 m³/j pour une population de 34 800 habitants, donc la dotation

$$\text{produite : } d = \frac{V_{\text{prod}/j}}{N_{\text{hab}}} \quad \text{Avec :}$$

$V_{\text{prod}/j}$: c'est le volume produit par jour.

N_{hab} : nombre d'habitant en 2008.

$$D = \frac{7417,6}{34800} = 213,15 \text{ l/j/hab.}$$

II.1.4.2 dotation consommée :

D'après les données suivantes on peut déduire la dotation actuelle allouée par habitant en jour.

Tableau II-3 : état du volume facturé pour l'année 2008

Catégorie	Nombre d'abonner	1 ^{er} TR	2 ^{ème} TR	3 ^{ème} TR	4 ^{ème} TR
Domestique	6255	194527	186173	242853	213285
Administration	108	46689	46641	55840	52368
Commerces	300	8864	7953	12468	10539
Industrie	05	9969	12424	15032	11887
Total des consommations	6668	260049	253191	326193	288079

Au vu de ces données, il y a lieu de constater que la consommation la plus élevée de toutes les catégories est enregistrée durant le troisième trimestre de l'année.

$$d = \frac{V_{CONS/J}}{N_{hab}}$$

Avec :

$V_{cons/j}$: c'est le volume consommé par jour durant la saison qui a la plus forte consommation et égale a $\frac{242.853}{90} = 2.698,36 \text{ m}^3/\text{j}$.

N_{hab} : nombre d'habitant en 2008 et égale a 34800

$$D = \frac{2.698,36}{34800} = 77,54 \text{ l/j/hab.}$$

D'après ces deux dotations on peut calculer le rendement réel de notre réseau qui est le suivant :

$$R = \frac{d_{cons}}{d_{prod}} = \frac{77,54}{213,15} \quad \text{donc}$$

R=36,38 %

II.1.5 Coefficients de pointe

II.1.5.1 Coefficients de pointe journalière

Les coefficients de pointe sont difficiles à estimer à partir d'observations réelles, et peuvent varier de façon significative en fonction des années.

Pour notre étude, le coefficient de variation journalier il sera calculé par rapport au volume produit pour le mois de mars de l'année 2009 et le volume facturé pour les six dernières années.

A. consommation :

$$K_{\max,j1} = \frac{V_{\max,cons}}{V_{moy,cons}} \text{ (source :cours d'alimentation en eau potable$$

‘Salah boualem’)

Tableau II-4:consommation journalière en 2008 et le 1^{er} trimestre de 2009

année	2004	2005	2006	2007	2008	1 ^{er} TR 2009
Volume facturé	765 948	876 573	912 955	985 580	1 129 774	244 276
Consommation Par jour	2098,48	2401,57	2501,25	2700,22	3095,27	2714,18
K_j	1,475	1,288	1,237	1,146	1	1,140

$$K_{\max,j1} = 1,475$$

B. production :

$$K_{j2} = \frac{V_{\max prod / j}}{V_{moy, prod / j}}$$

Avec :

$V_{\max prod/j}$: c'est le volume maximum produit par jour durant le mois de mars 2009.

$V_{moy prod/j}$: c'est le volume moyen de production journalière du mois de mars 2009.

Tableau II-5: la production journalière en eau du mois de mars 2009

jour	Volume (m ³ /j)	Volume max produit (m ³ /j)	K _j
1	7635	8836	1,15
2	4045		/
3	7610		1,16
4	7567		1,16
5	7644		1,15
6	1478		/
7	5026		1,75
8	7747		1,14
9	7780		1,13
10	7654		1,15
11	7811		1,13
12	8396		1,05
13	8584		1,02
14	8498		1,03
15	8836		1
16	8825		1,001
17	8810		1,002
18	8645		1,02
19	7872		1,12
20	7894		1,11
21	7782		1,13
22	5610		1,57
23	5437		1,62
24	7763		1,13
25	8239		1,07
26	8138		1,08
27	8109		1,08
28	8188		1,07
29	7865		1,12
30	7822		1,12
31	7635		1,15

$$K_{\max,j} = 1,75$$

Remarque : on a pas pris en considération la production de la 2^{ème} et la 6^{ème} journée car y avait une panne dans quelques forages.

On remarque que les deux coefficients de variation journalière sont différents, donc pour la suite de notre calcul on va choisir celui de la production car le coefficient de la consommation ne reflète pas la réalité à cause des pertes sous forme de fuites et piquages illicites. Donc le coefficient de variation maximum journalier de la production est plus fiable par rapport à celui de la consommation.

$$\text{Donc } K_{\max,j}=1,75$$

II.1.5.2 Coefficients de pointe horaire

Pour évaluer le débit de pointe c'est-à-dire la consommation à l'heure de pointe du jour de l'année ou celle-ci est la plus forte, nous multiplions le débit moyen horaire par un coefficient de pointe horaire.

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{24}$$

Le coefficient de pointe horaire est dépend essentiellement par le nombre d'habitant

Tableau II-6: la population pour chaque horizon

Horizon	2009	2020	2030	2040
Nombre d'habitant	35496	45185	55080	67143

Le nombre d'habitant nous permet de place notre agglomération dans le tableau suivant.

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

$Q_{\text{max,h}}$: le débit consomme en heure de pointe, il est tire du tableau suivant .

$Q_{\text{moy,h}}$: le débit moyen horaire consomme et égale a 4.17% du débit maximum journalier.

Tableau II-7 : Réparation des débits horaires en fonction du nombre**d'habitants :**

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
	01	02	03	04	05
0-1	01	1,5	03	3,35	0,75
1-2	01	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	01	1,5	2,5	3,3	01
3-4	01	1,5	2,6	3,2	01
4-5	02	2,5	3,5	3,25	03
5-6	03	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	06
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	07	05	4,4	4,6	8,5
13-14	07	05	4,1	4,55	06
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	05
15-16	4,5	06	4,4	4,7	05
16-17	05	06	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	41	4,35	3,5
18-19	6,5	05	4,5	4,4	06
19-20	5,0	4,5	4,5	4,3	06
20-21	4,5	04	4,5	4,3	06
21-22	03	03	4,8	3,75	03
22-23	02	02	4,6	3,75	02
23-24	01	1,5	3,3	3,7	01

Pour les années 2009 et 2020 on est dans la colonne (02), pour les années 2030 et 2040 on est dans la colonne (03).

Tableau II-8 : le coefficient de pointe horaire pour chaque horizon

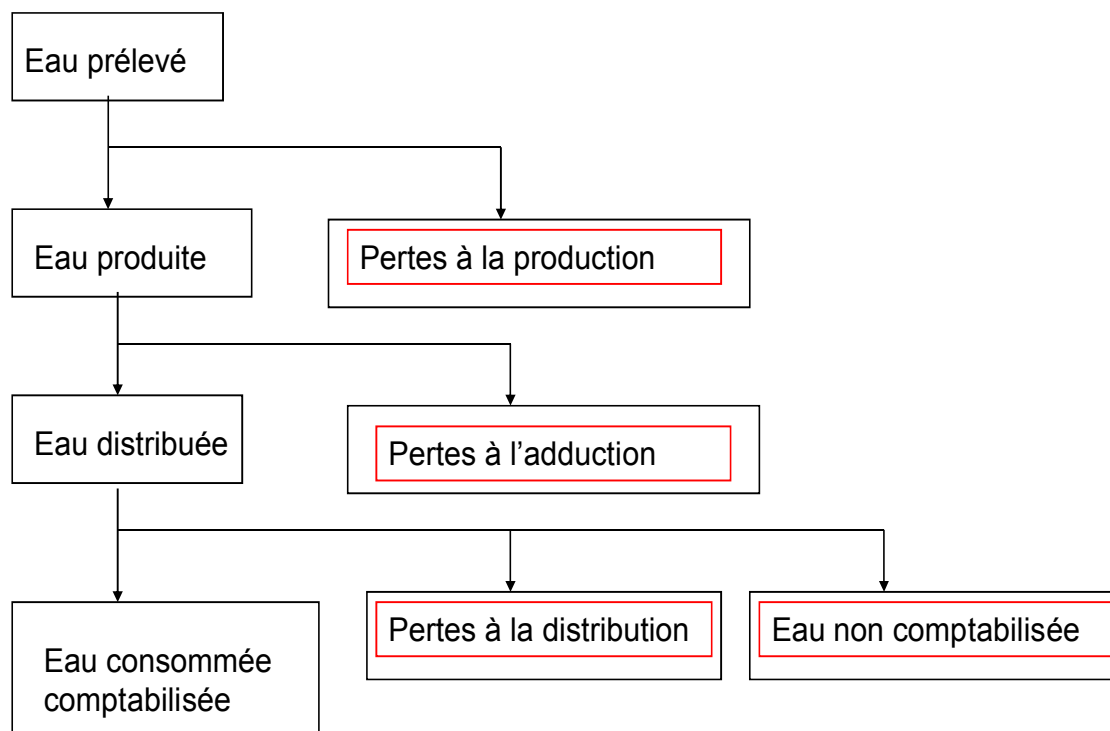
Horizon	2009	2020	2030	2040
$Q_{\max,h}$	6,25	6,25	5,6	5,6
$K_{\max,h}$	1,5	1,5	1,34	1,34

II.2/ Estimation des besoins actuels et futurs

En appliquant les différents paramètres définis ci-dessus, nous aboutissons aux valeurs théoriques du Tableau, qui donne une image de la situation actuelle et une projection possible pour le futur.

Le schéma suivant montre la classification des pertes dans les différents paliers dans toute la chaîne de distribution (source polycopie remis à SEAAL de Mr Ayadi).

En fonction de l'étude à faire, ces notions peuvent s'appliquer aux divers niveaux d'un système d'alimentation en eau

**Schéma II-3 : schéma vertical des niveaux de pertes d'eau**

Remarque :

Pour la détermination des besoins en eau pour les différents horizons d'étude on fait une extrapolation linéaire à partir de l'évolution des ventes d'eau pour les dernières années.

La courbe de tendance qui régit l'évolution de ces ventes a l'équation suivante

$$y = 83666.X + 683\,168$$

Ou ; X : c'est l'horizon d'étude.

Y : c'est le volume d'eau à cet horizon.

Tableau II-9: les volumes estimés de vente d'eau pour les différents horizons d'étude.

Horizon	2009	2020	2030	2040
Vente d'eau M ³ /an	1101498	205490	2942150	3778810

Méthodes de calculs:

- Estimation des pertes journalières:

$$P_j = \text{consommation en jour moyen} \times \left(\frac{1}{\text{Rendement du reseau}} - 1 \right)$$

- Besoins en jour moyen (exprimé en m³/j) :

Consommation en jour moyen + pertes journalières

- Besoins en jour de pointe (exprimé en m³/j) :

Consommation en jour moyen x $K_{\max,j}$ + pertes journalières.

- Besoins en heure de pointe (exprimé en m³/h) :

$$\frac{\text{consommation en jour de pointe}}{24} \times K_{h,\max} + \text{pertes horaires}$$

Le tableau suivant récapitule les différents besoins pour les différents horizons

Tableau II-10 : Besoins actuels et futures

horizon	2009	2020	2030	2040
Ventes d'eau en m ³ /an	1 101 498	2 105 490	2 942 150	3 778 810
Consommation en jour moyen en m ³ /j	3017,8	5768,46	8060,68	10352,90
Rendement	36,38	36,38	36,38	36,38
Pertes pour un jour moyen en m ³ /j	5277,23	10087,31	14095,72	18104,12
Besoin en jour moyen (m³/j)	8295,03	15855,78	22156,4	28457,03
Consommation en jour de pointe m ³ /j	5281,15	10094,8	14106,19	18117,57
K _{max,j}	1,75	1,75	1,75	1,75
besoin en jour de pointe (m³/j)	10558,38	20181,9	28201,91	36221,69
Pertes en m ³ /h	219,88	420,30	587,32	754,34
K _{h,max}	1,5	1,5	1,34	1,34
Consommation en heure de pointe m ³ /h	330,07	630,92	787,59	1011,56
Besoin en heure de pointe m³/h	549,95	1051,22	1374,9	1765,9

II.3/ Variation des débits horaires

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau N°12 (Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants)

Par cette variation horaire on peut tracer le graphique de consommation Pour chaque horizon pour voir comment varie la consommation du débit maximum journalier à travers les 24 heures.

II.3.1/ Variation des débits horaires de la ville d'El-Affroune en 2009.

La variation de la consommation selon le **Tableau II-7** se situe entre 10001 et 50000 habitants. La population d'El-Affroune est de 35496 habitants (voir **tableau II-6** page 21)

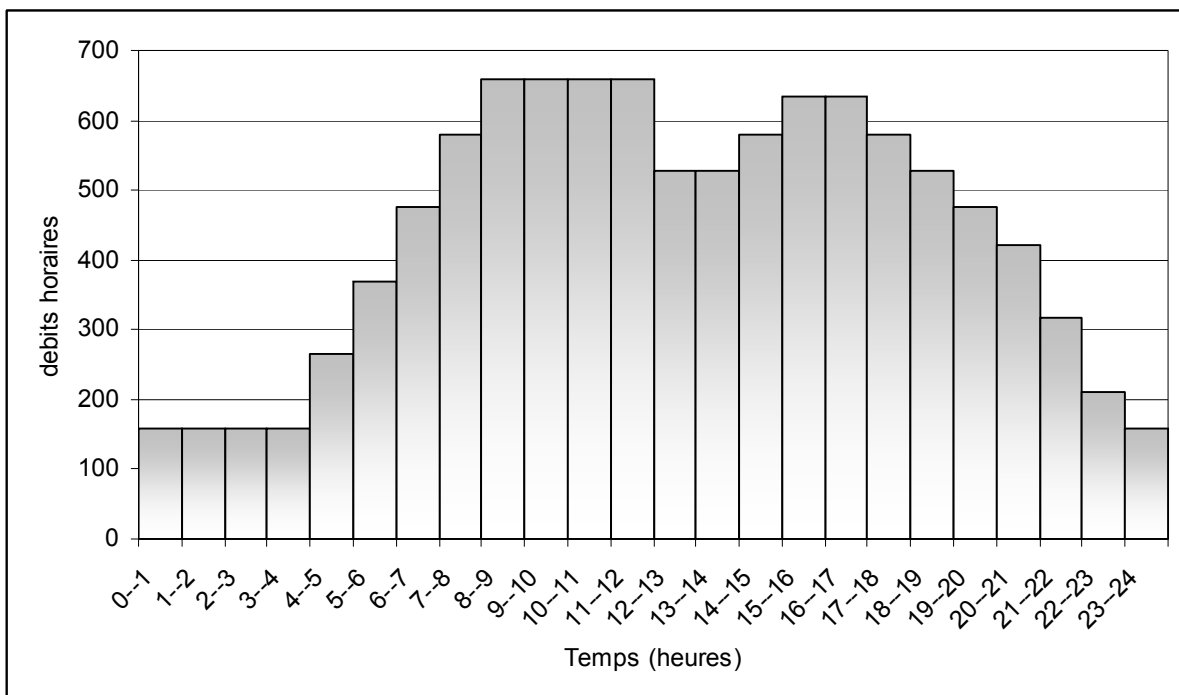
Le tableau suivant nous donne le graphique de consommation de la ville d'El-Affroune en 2009

Tableau II-11: Variation des débits horaires en 2009

heures	Consommation total Q max $j=10558.38m^3/J$		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1,5	158,37	1,5	158,37
1--2	1,5	158,37	3	316,75
2--3	1,5	158,37	4,5	475,12
3--4	1,5	158,37	6	633,50
4--5	2,5	263,95	8,5	897,46
5--6	3,5	369,54	12	1267
6--7	4,5	475,12	16,5	1742,13
7--8	5,5	580,71	22	2322,84
8--9	6,25	659,89	28,25	2982,74
9--10	6,25	659,89	34,5	3642,64

Suite de tableau (Tableau II-11)				
heures	Consommation total $Q \text{ max } .j=10558.38\text{m}^3/\text{J}$		Consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
10--11	6,25	659,89	40,75	4302,53
11--12	6,25	659,89	47	4962,43
12--13	5	527,91	52	5490,35
13--14	5	527,91	57	6018,27
14--15	5,5	580,71	62,5	6598,98
15--16	6	633,50	68,5	7232,49
16--17	6	633,50	74,5	7865,99
17--18	5,5	580,71	80	8446,74
18--19	5	527,91	85	8974,63
19--20	4,5	475,12	89,5	9449,75
20--21	4	422,33	93,5	9872,08
21--22	3	316,75	96,5	10188,87
22--23	2	211,16	98,5	10400
23--24	1,5	158,37	100	10558,38
totql	100	10558,38		

Schéma II-4 : Diagramme de consommation totale en 2009

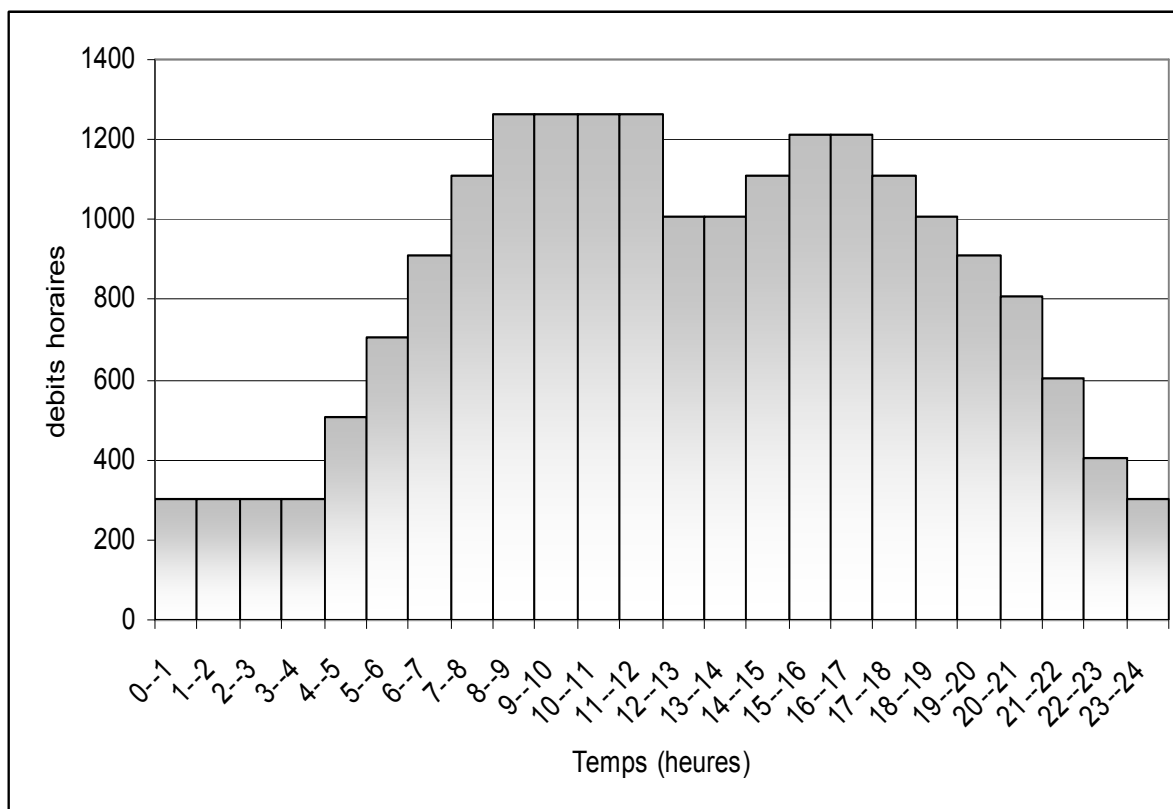


II.3.2/ Variation des débits horaires de la ville d'El-Affroune en 2020.

Notre répartition variant entre 10001 et 50000 habitants puisque le nombre de la population pour 2020 reste dans la fourchette 10001 et 50000.

Tableau II-12 : Variation des débits horaires en 2020

heures	Consommation total Q max .j=20181.9m ³ /J		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1,5	302,72	1,5	302,72
1--2	1,5	302,72	3	605,45
2--3	1,5	302,72	4,5	908,18
3--4	1,5	302,72	6	1210,91
4--5	2,5	504,54	8,5	1715,46
5--6	3,5	706,36	12	2421,82
6--7	4,5	908,18	16,5	3330,01
7--8	5,5	1110	22	4440,01
8--9	6,25	1261,36	28,25	5701,38
9--10	6,25	1261,36	34,5	6962,75
10--11	6,25	1261,36	40,75	8224,12
11--12	6,25	1261,36	47	9485,49
12--13	5	1009,09	52	10494,58
13--14	5	1009,09	57	11503,68
14--15	5,5	1110	62,5	12613,68
15--16	6	1210,91	68,5	13824,60
16--17	6	1210,91	74,5	15035,51
17--18	5,5	1110	80	16145,52
18--19	5	1009,09	85	17154,61
19--20	4,5	908,18	89,5	18062,80
20--21	4	807,27	93,5	18870,07
21--22	3	605,45	96,5	19475,53
22--23	2	403,63	98,5	19879,17
23--24	1,5	302,727/7/2009	100	20181,9
Total	100	20181,9		

Schéma II-5 : Diagramme de consommation totale en 2020**II.3.3/ Variation des débits horaires de la ville d'El-Affroune en 2030.**

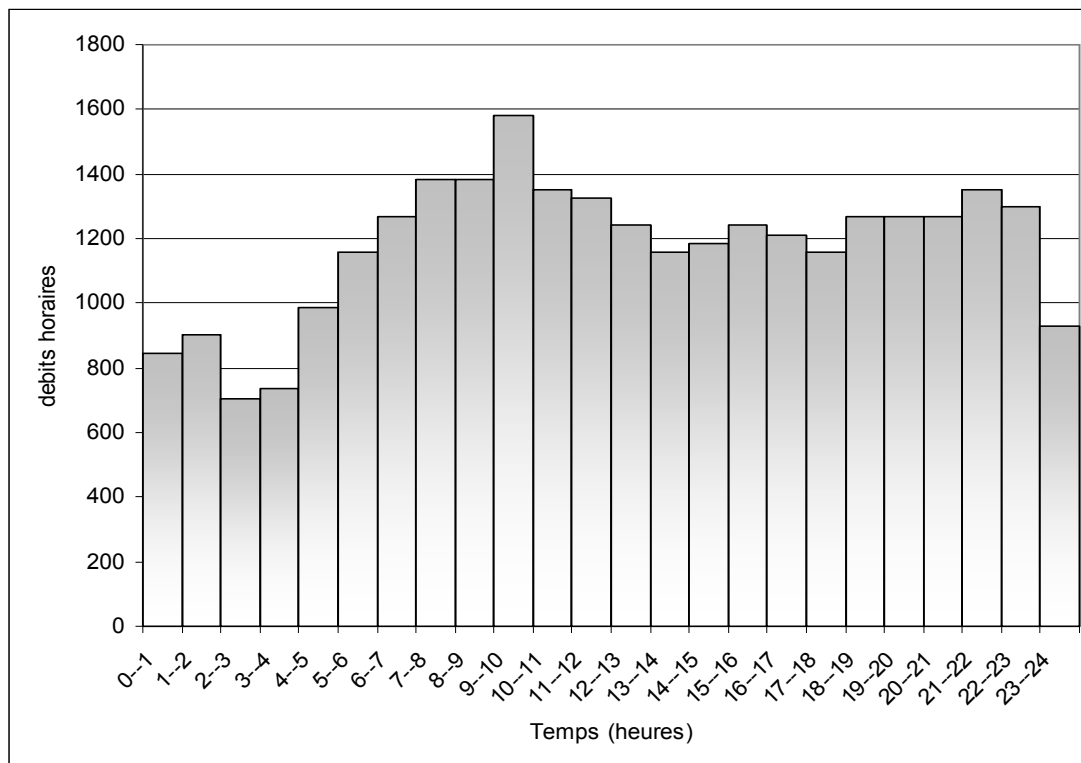
La variation de la consommation selon le **Tableau II-7** se situe entre 50001 et 10000 habitants. La population d'El-Affroune est de 55080 habitants (voir **tableau II-6** page 21)

Tableau II-13 : Variation des débits horaires en 2030

heure	Consommation total Q max .j=28201.91m ³ /J		Consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
0--1	3	846,05	3	846,05
1--2	3,2	902,46	6,2	1748,51
2--3	2,5	705,04	8,7	2453,56
3--4	2,6	733,24	11,3	3186,81
4--5	3,5	987,06	14,8	4173,88
5--6	4,1	1156,27	18,9	5330,16
6--7	4,5	1269,08	23,4	6599,24
7--8	4,9	1381,89	28,3	7981,14

Suite de tableau (Tableau II-13)				
heure	Consommation total Q max .j=28201.91m ³ /J		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
8--9	4,9	1381,89	33,2	9363,03
9--10	5,6	1579,30	38,8	10942,34
10--11	4,8	1353,69	43,6	12296,03
11--12	4,7	1325,48	48,3	13621,52
12--13	4,4	1240,88	52,7	14862,40
13--14	4,1	1156,27	56,8	16018,68
14--15	4,2	1184,48	61	17203,16
15--16	4,4	1240,88	65,4	18444,04
16--17	4,3	1212,68	69,7	19656,73
17--18	4,1	1156,27	73,8	20813
18--19	4,5	1269,08	78,3	22082,09
19--20	4,5	1269,08	82,8	23351,18
20--21	4,5	1269,08	87,3	24620,26
21--22	4,8	1353,68	92,1	25973,95
22--23	4,6	1297,28	96,7	27271,24
23--24	3,3	930,66	100	28201,91

Schéma II-6: Diagramme de consommation totale en 2030

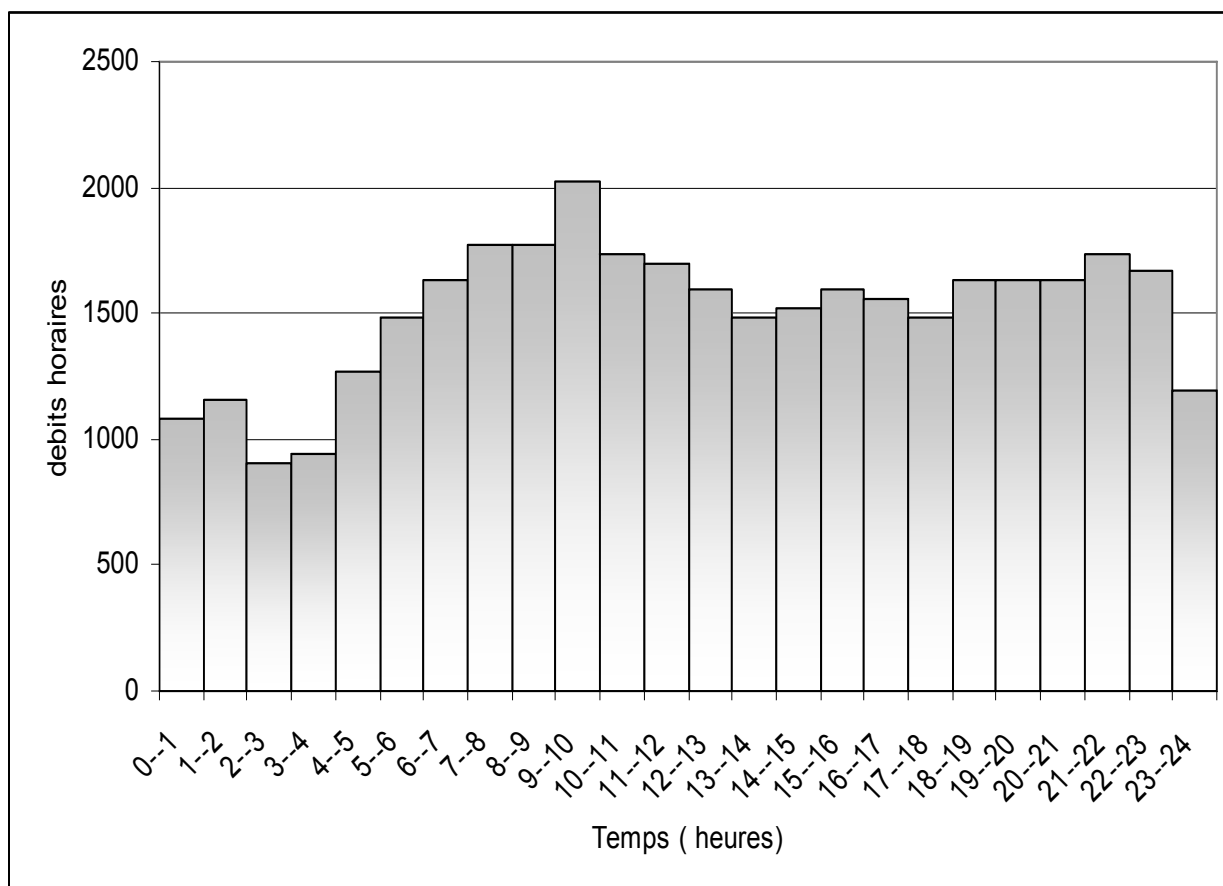


II.3.4/ Variation des débits horaires de la ville d'El-Affroune en 2040.

La variation de la consommation selon le **Tableau II-7** se situe entre 50001 et 10000 habitants. La population d'El-Affroune est de 67143 habitants (voir **tableau II-6** page 21)

Tableau II-14 : Variation des débits horaires en 2040

heures	Consommation total Q max .j=36221.69m ³ /J		Consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
0--1	3	1086,65	3	1086.65
1--2	3,2	1159,09	6,2	2245.74
2--3	2,5	905,54	8,7	3151.28
3--4	2,6	941,76	11,3	4093.05
4--5	3,5	1267,75	14,8	5360.81
5--6	4,1	1485,08	18,9	6845.89
6--7	4,5	1629,97	23,4	8475.87
7--8	4,9	1774,86	28,3	10250.73
8--9	4,9	1774,86	33,2	12025.6
9--10	5,6	2028,41	38,8	14054.01
10--11	4,8	1738,64	43,6	15792.65
11--12	4,7	1702,41	48,3	17495.07
12--13	4,4	1593,75	52,7	19088.83
13--14	4,1	1485,08	56,8	20573.91
14--15	4,2	1521,31	61	22095.23
15--16	4,4	1593,75	65,4	23688.98
16--17	4,3	1557,53	69,7	25246.51
17--18	4,1	1485,08	73,8	26731.62
18--19	4,5	1629,97	78,3	28361.58
19--20	4,5	1629,97	82,8	29991.55
20--21	4,5	1629,97	87,3	31621.53
21--22	4,8	1738,61	92,1	33360.17
22--23	4,6	1666,19	96,7	35026.37
23--24	3,3	1195,31	100	36221.69
total	100	36221,69		

Schéma II-7: Diagramme de consommation totale en 2040

II.4/ Analyse des ressources

Comme mentionné plus haut la ville d'El-Affroune possède 10 forages, Ces puits ont une capacité de production totale théorique de 94 l/s soit 8121,6 m³/j (338,4 m³/h).

Mais réellement la production en eau se fait essentiellement par 6 à 7 forages. Par exemple le volume qui a été produit par ces forages durant le premier trimestre de l'année 2009 est de 7566,45 m³/j soit 87,6 l/s.

Tableau II-15: Production des puits

Nombre de forage	10
Forages fonctionnels	6 a 7
Production théorique	94 l/s
Production réelle	87,61 /s

Notons qu'il existe un forage non équipé de production théorique de 28 l/s soit 2419,2 m³/j.

II.5/ Bilan

Afin de vérifier que la production est et restera bien adaptée aux besoins, nous avons analysé la situation en période de besoins moyens et en période de pointe.

Dans ce bilan on suppose que la production restera constante et égale à 7566,45 m³/j.

Tableau II-16: Bilan Besoins – Ressources

année	Journée moyenne			Journée de pointe		
	Besoins (m3/jm)	Production (m3/jm)	Bilan (m3/jm)	Besoins (m3/jp)	Production (m3/jp)	Bilan (m3/jp)
2009	8295.03	7566,45	-728,58	10558,4	7566,45	-2991,93
2020	15855.8		-8289,33	20181,9		-12615,45
2030	22156.4		-14589,95	28201,9		-20635,46
2040	28457		-20890,58	36221,7		-28655,24

Au regard des valeurs qui se dégagent de ce tableau, le débit des forages ne permet même pas de répondre aux besoins d'une journée moyenne non seulement aujourd'hui, mais aussi pour les situations futures.

En période de besoin de pointe, le déficit elle devient rapidement importante par rapport à l'évolution future des besoins.

La chose qui confirme les résultats de ce tableau que la distribution se faite d'une journée sur deux et pendant quelques heures seulement.

Il y aura donc lieu d'envisager de nouveaux points d'eau pour pallier au constat de déficit.

II.6/Capacités de stockage

Comme il est mentionné dans la partie de présentation des installations existantes, le réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'El-Affroune est alimenté à partir de trois réservoirs existants, ces trois réservoirs offrent une capacité de stockage totale de 8600 m³.

Dans cette partie on va examiner cette capacité a l'heure actuelle et au futures horizons. En comparant les besoins journaliers en eau de l'agglomération, issus du (Tableau 11), et la valeur de la capacité de stockage utile des réservoirs, on peut déterminer la valeur relative de la capacité de stockage par rapport à ses besoins.

Mais pour calculer la capacité de stockage, il faut d'abord choisir la répartition horaire de la consommation totale journalière.

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 précédent.

Remarque :

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

II.6.1/Capacités de stockage théorique en 2009.**Tableau II-17: Calcul du volume de stockage pour la ville d'El-Affroune (Horizon 2009)**

heures	ΔH (%)	Apport M ³ /h	conso M ³ /h	Volumes cumulés différences		différences	
				Apport (m ³)	Conso (m ³)	$\Delta v+$ (m ³)	$\Delta v-$ (m ³)
0-1	1,5	439,93	158,37	439,93	158,37	281,55	
1--2	1,5	439,93	158,3757	879,86	316,75	563,11	
2--3	1,5	439,93	158,37	1319,79	475,12	844,67	
3--4	1,5	439,93	158,37	1759,73	633,50	1126,22	
4--5	2,5	439,93	263,95	2199,66	897,46	1302,20	
5--6	3,5	439,93	369,54	2639,59	1267	1372,58	
6--7	4,5	439,93	475,12	3079,52	1742,13	1337,39	
7--8	5,5	439,93	580,71	3519,46	2322,84	1196,61	
8--9	6,25	439,93	659,89	3959,39	2982,74	976,65	
9--10	6,25	439,93	659,89	4399,32	3642,64	756,68	
10-11	6,25	439,93	659,89	4839,25	4302,53	536,71	
11-12	6,25	439,93	659,89	5279,19	4962,43	316,75	
12-13	5	439,93	527,9	5719,12	5490,35	228,76	
13-14	5	439,93	527,9	6159,05	6018,27	140,77	
14-15	5,5	439,93	580,71	6598,98	6598,98	0	
15-16	6	439,93	633,50	7038,92	7232,49		193,57
16-17	6	439,93	633,50	7478,85	7865,99		387,14
17-18	5,5	439,93	580,71	7918,78	8446,70		527,91
18-19	5	439,93	527,91	8358,71	8974,62		615,90
19-20	4,5	439,93	475,12	8798,65	9449,75		651,10
20-21	4	439,93	422,33	9238,58	9872,08		633,50
21-22	3	439,93	316,75	9678,51	10188,83		510,32
22-23	2	439,93	211,16	10118,44	10400		281,55
23-24	1,5	439,93	158,37	10558,38	10558,38		0

Le volume de stockage calculé sera :

$$V=1372,58+651,1+120=2143,68 \text{ m}^3.$$

II.6.2/Capacités de stockage théorique en 2020.

Tableau II-18: Calcul du volume de stockage pour la ville D'El-Affroune (Horizon 2020)

heure	$\Delta h(\%)$	Apport M ³ /h	Cons M ³ /h	Volume cumulé		différences	
				appo(m ³)	cons(m ³)	dv+(m ³)	dv-(m ³)
0-1	1,5	840,91	302,72	840,91	302,72	538,18	
1--2	1,5	840,91	302,72	1681,82	605,45	1076,36	
2--3	1,5	840,91	302,72	2522,73	908,18	1614,55	
3--4	1,5	840,91	302,72	3363,65	1210,91	2152,73	
4--5	2,5	840,91	504,54	4204,56	1715,46	2489,10	
5--6	3,5	840,91	706,36	5045,47	2421,82	2623,64	
6--7	4,5	840,91	908,18	5886,38	3330,01	2556,37	
7--8	5,5	840,91	1110,00	6727,3	4440,01	2287,28	
8--9	6,25	840,91	1261,36	7568,21	5701,38	1866,82	
9--10	6,25	840,91	1261,36	8409,12	6962,75	1446,37	
10--11	6,25	840,91	1261,36	9250,03	8224,12	1025,91	
11--12	6,25	840,91	1261,36	10090,95	9485,49	605,45	
12--13	5	840,91	1009,09	10931,86	10494,59	437,27	
13-14	5	840,9125	1009,09	11772,78	11503,68	269,09	
14-15	5,5	840,91	1110,00	12613,69	12613,69	0	
15-16	6	840,91	1210,91	13454,6	13824,6		370,00
16-17	6	840,91	1210,91	14295,51	15035,52		740,00
17-18	5,5	840,91	1110,00	15136,43	16145,52		1009,09
18-19	5	840,91	1009,09	15977,34	17154,62		1177,28
19-20	4,5	840,91	908,18	16818,25	18062,8		1244,55
20-21	4	840,91	807,27	17659,16	18870,08		1210,91
21-22	3	840,91	605,457	18500,08	19475,53		975,45
22-23	2	840,91	403,638	19340,99	19879,17		538,18
23-24	1,5	840,91	302,7285	20181,9	20181,9		0

Le volume de stockage calculé sera :

$$V=2623,64+1244,55+120=3988,19 \text{ m}^3$$

II.6.3/Capacités de stockage théorique en 2030.**Tableau II-19 : Calcul du volume de stockage pour la ville
d'El-Affroune (Horizon 2030)**

heure	$\Delta h(\%)$	Apport	Cons	Volume cumulé		différences	
		M ³ /h	M ³ /h	appo(m ³)	cons(m ³)	dv+(m ³)	dv-(m ³)
0-1	3	1175,08	846,05	1175,08	846,05	329,02	
1--2	3,2	1175,08	902,46	2350,15	1748,51	601,64	
2--3	2,5	1175,08	705,07	3525,23	2453,56	1071,67	
3--4	2,6	1175,08	733,24	4700,31	3186,81	1513,50	
4--5	3,5	1175,08	987,06	5875,39	4173,883	1701,55	
5--6	4,1	1175,08	1156,27	7050,47	5330,161	1720,317	
6--7	4,5	1175,08	1269,08	8225,55	6599,247	1626,31	
7--8	4,9	1175,08	1381,89	9400,63	7981,14	1419,49	
8--9	4,9	1175,08	1381,89	10575,72	9363,03	1212,68	
9--10	5,6	1175,08	1579,30	11750,8	10942,34	808,45	
10-11	4,8	1175,08	1353,69	12925,88	12296,03	629,84	
11--12	4,7	1175,08	1325,48	14100,96	13621,52	479,43	
12--13	4,4	1175,08	1240,88	15276,03	14862,41	413,62	
13-14	4,1	1175,08	1156,27	16451,11	16018,68	432,42	
14-15	4,2	1175,08	1184,48	17626,19	17203,17	423,02	
15-16	4,4	1175,08	1240,88	18801,27	18444,05	357,22	
16-17	4,3	1175,08	1212,68	19976,35	19656,73	319,62	
17-18	4,1	1175,08	1156,27	21151,43	20813,01	338,42	
18-19	4,5	1175,08	1269,08	22326,51	22082,1	244,41	
19-20	4,5	1175,08	1269,08	23501,59	23351,18	150,41	
20-21	4,5	1175,08	1269,08	24676,67	24620,27	56,40	
21-22	4,8	1175,08	1353,69	25851,75	25973,96		122,20
22-23	4,6	1175,08	1297,28	27026,83	27271,25		244,41
23-24	3,3	1175,08	930,66	28201,91	28201,91		0

Le volume de stockage calculé sera :

$$V=1720,31+244,42+120=2084,73 \text{ m}^3$$

II.6.4/Capacités de stockage théorique en 2040.

Tableau II-20 : Calcul du volume de stockage pour la ville d'El-Affroune (Horizon 2040)

heure	$\Delta h(\%)$	Apport	Cons	Volume cumulé		différences	
		M ³ /h	M ³ /h	appo(m ³)	cons(m ³)	dv+(m ³)	dv-(m ³)
0-1	3	1509,23	1086,65	1509,23	1086,651	422,58	
1--2	3,2	1509,23	1159,09	3018,47	2245,74	772,72	
2--3	2,5	1509,23	905,52	4527,71	3151,28	1376,42	
3--4	2,6	1509,23	941,76	6036,95	4093,05	1943,89	
4--5	3,5	1509,23	1267,75	7546,18	5360,81	2185,37	
5--6	4,1	1509,23	1485,08	9055,42	6845,90	2209,52	
6--7	4,5	1509,23	1629,97	10564,66	8475,87	2088,78	
7--8	4,9	1509,23	1774,86	12073,9	10250,74	1823,15	
8--9	4,9	1509,23	1774,86	13583,14	12025,6	1557,53	
9--10	5,6	1509,23	2028,41	15092,38	14054,02	1038,35	
10--11	4,8	1509,23	1738,64	16601,61	15792,66	808,95	
11--12	4,7	1509,23	1702,41	18110,85	17495,08	615,76	
12--13	4,4	1509,23	1593,75	19620,09	19088,84	531,25	
13-14	4,1	1509,23	1485,08	21129,33	20573,93	555,39	
14-15	4,2	1509,23	1521,31	22638,56	22095,24	543,32	
15-16	4,4	1509,23	1593,75	24147,8	23688,99	458,80	
16-17	4,3	1509,23	1557,53	25657,04	25246,52	410,51	
17-18	4,1	1509,23	1485,08	27166,28	26731,61	434,6604	
18-19	4,5	1509,23	1629,97	28675,51	28361,59	313,9214	
19-20	4,5	1509,23	1629,97	30184,75	29991,57	193,18	
20-21	4,5	1509,23	1629,97	31693,99	31621,54	72,44	
21-22	4,8	1509,23	1738,64	33203,23	33360,19		156,96
22-23	4,6	1509,23	1666,19	34712,46	35026,38		313,92
23-24	3,3	1509,23	1195,31	36221,7	36221,7		0

Le volume de stockage calculé sera :

$$V = 2209,52 + 313,92 + 120 = 2643,44 \text{ m}^3$$

Les calculs de volume pratique de réserve utile montrent que celle-ci doit être égale à 30 % à 50% au minimum des besoins d'une journée de pointe.

On prend un pourcentage de 30 % et on calcul la capacité pratique de stockage, puis par la comparaison entre cette capacité et la capacité théorique calculée auparavant (cumul du volume maximum entrant et volume maximum sortant d'un réservoir) on peut tirer la capacité de stockage la plus adéquate pour notre ville.

Tableau II-21 : Comparaison entre les besoins journaliers et la capacité de stockage des réservoirs.

année	2009	2020	2030	2040
besoin en jour de pointe (m ³ /jp)	10558,38	20181,9	28201,91	36221,69
Capacité théorique (m ³)	2143,68	3988,19	2084,73	2643,44
Capacité pratique (m ³)	3167,51	6054,57	8460,57	10863,5
Capacité disponible (m ³)	8600	8600	8600	8600
observation	Capacité suffisante (surplus de 5432,48 m ³)	Capacité suffisante (surplus de 2545,43 m ³)	Capacité suffisante (surplus de 139,43 m ³)	Capacité insuffisante (déficit de 2263,5m ³)

Selon la lecture du tableau, nous aurons besoin d'une capacité supplémentaire d'environ égale à 2500 m³

Conclusion :

Les ouvrages de stockage disponible couvrent la capacité de stockage nécessaire jusqu'au l'année 2040, au-delà de cette date le système d'AEP d'El-Affroune sera en besoin d'un réservoir de capacité 2500 m³

II.7/ Etat du réseau de distribution

En raison de l'agressivité naturelle des sols et de l'eau captée, les conduites les plus anciennes, en acier galvanisé, subissent des phénomènes de corrosion et d'incrustations ferrugineuses. Il en résulte, d'une part, une diminution importante de leurs caractéristiques hydrauliques avec, comme conséquence, une augmentation des pertes de charges linéaires et une limitation de plus en plus importante du débit de transit maximum et, d'autre part, des fuites et des ruptures de plus en plus fréquentes.

II.8/ Etat du réseau d'adduction (champ de captage)

Comme il est mentionné dans la partie de présentation de ce réseau, la majorité des conduites de ce réseau sont en état vétuste et caractérisées par un taux de fuite élevé.

L'étude du réseau du champ de captage d'EL-Affroune élaborée récemment, prévoit l'aboutissement des forages F1b et F2b ainsi que les nouveaux F6, F7, F8, F9 et F10 vers la bache de reprise projetée, tandis que les forages F3 et F4 aboutissent directement vers la station de pompage existante 2 x 500 m³.

Les conduites de nouveau réseau sont en PEHD et amiante ciment et de diamètres (160, 200, 250, 300 et 400 mm).

En définitif, tous les forages excepte le F3 et F4 débitant vers la bache de reprise 500 m³ réalisée récemment, puis à partir de la station de pompage existante 2 x 500 m³ qui est composée actuellement de deux (02) pompes (l'une en service et l'autre de secours) l'eau sera refoulée vers le réservoir de stockage de Beni-Mouimene (5000 m³), par le biais de la conduite existante de diamètre Ø 400 mm en acier.

Le tableau suivant montre la nouvelle disposition du réseau d'adduction.

Tableau II-22 : Le réseau d'adduction reamenagé

		nomination	matériau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)
CHAMPS DE CAPTAGE (partie sud)	Raccordement F5bis-F4bis- ST.POMP	F5bis-F4bis	PEHD PN16	582	160	9
		F4bis-B	PEHD PN16	475	200	26
		B-K	PEHD PN16	545	300	26
		K-ST.POMP	PEHD PN16	314	400	26
	Raccordement F3-ST.POMP	F3-ST.POMP	PEHD PN16	971	160	18(prévision)
TOTAL CH.CAPT (sud)				2887		26
CHAMPS DE CAPTAGE (partie nord)	Raccordement F10-F7bis- ST.POMP	F10-F7bis	PEHD PN16	423	160	25
		F7bis- ST.POMP	PEHD PN16	911	200	50
	Raccordement F9-F8bis- ST.POMP	F9-D	PVC PN16	380	125	25
		F8bis-D	PEHD PN16	320	200	15
		D-E	PEHD PN16	608	300	40
		E-ST.POMP	PEHD PN16	245	300	40
	Raccordement F2ter-F6bis- ST.POMP	F2ter-G	PEHD PN16	200	150	10
		F6bis-G	PEHD PN16	378	200	15
		G-ST.POMP	PEHD PN16	225	200	25
	Raccordement F1bis- ST.POMP	F1bis- ST.POMP	PEHD PN16	50	160	12

Remarque

Le nouveau réseau d'adduction reamenagé est presque posé sur terrain et il ne reste que l'équipement de la station de pompage projetée.

II.9/ Qualité de l'eau :

La source qui alimente la ville d'El-Affroune est une source souterraine qui nécessite un traitement au chlore, mais le laboratoire de l'entreprise "A.D.E" distingue deux qualités d'eau :

1. une eau brute avec un taux de nitrates un peu élevé mais qui ne dépasse pas les normes, donc il n'influe pas sur la potabilité de cette eau, La cause de cette dégradation négligeable revient au champ de captage se trouvant dans des terres agricoles.
2. Souvent des accidents de pollution se produisent généralement à cause du mélange d'eau potable avec les eaux usées.

Conclusion

Durant ce chapitre, il a été traité des informations et des données concernant l'ensemble du système (d'adduction, distribution, champs de captage etc..) afin de mieux apprécier la situation actuelle du système d'alimentation en eau potable de la ville d'El-Affroune.

Selon le service d'exploitation, le réseau de distribution actuelle ne couvre pas la totalité de la ville, cependant il fonctionne assez bien (par endroit).

Nous avons établi un bilan entre la production et les besoins de la ville a court terme, au moyen terme et a long terme, on a trouver que cette source elle est insuffisante actuellement la chose qui exige aux décideurs de chercher une autre source.

On a vérifié également la capacité de stockage qui apparaît suffisante actuellement mais a long terme la ville sera besoin d'un réservoir de capacité 2500 m³

Introduction

Le diagnostic sur le logiciel de modélisation d'un réseau d'eau potable ne sera valable qu'après une simulation complète du réseau et cela pour une durée de 24 heures c'est-à-dire la journée. Cette modélisation de notre réseau nous permet d'étudier le comportement hydraulique tant du point de vue pression, vitesse d'écoulement, débit aux nœuds et des tronçons.

En cherchant les facteurs qui peuvent influencer négativement sur ces paramètres on peut apporter des solutions aux problèmes trouvés dans le réseau

Nous utilisons le logiciel EPANET pour la modélisation de notre réseau.

III.1/ Présentation du logiciel Epanet

EPANET a été développé par la Division de Ressources et d'Alimentation en Eau du Laboratoire National pour l'Investigation sur la Gestion de Risques, de l'Agence d'Environnement des États Unis (Water Supply and Water Resources Division of the U.S. Environmental Protection Agency's National Risk Management Research Laboratory).

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, noeuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque noeud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- Préciser l'usage des stations de chloration (ou autres traitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

III.2/ Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes:

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
2. Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
3. Décrire le fonctionnement système ;
4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
5. Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité;
6. Visualiser les résultats d'une simulation.

III.3/ Modélisation du réseau actuel (2009) et résultats

III.3.1 Résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe

Tableau III-1: Les pressions aux nœuds (2009)

ID Noeud	Altitude m	Demande Base l/s	Pression m
Noeud N.1	184	0,95	-3,50
Noeud N.2	172,5	6,14	7,80
Noeud N.3	134	3,73	45,86
Noeud N.4	132	1,44	48,17
Noeud N.5	130	2,18	49,17
Noeud N.6	130,5	2,71	48,67
Noeud N.7	135	2,01	43,91
Noeud N.8	111,500	1,36	62,67
Noeud N.9	113,740	3,03	60,26
Noeud N.10	101	2,29	72,25
Noeud N.13	101,810	1,49	39,94
Noeud N.14	97,500	1,06	44,21
Noeud N.15	96,800	0,46	44,91
Noeud N.16	96,410	2,10	45,29
Noeud N.17	93,850	2,46	47,88
Noeud N.18	91,320	2,21	50,21
Noeud N.19	90,400	2,22	51,07
Noeud N.20	89,100	0,72	52,34
Noeud N.21	101,890	2,174	39,92
Noeud N.22	98,880	1,72	43,05
Noeud N.23	96,000	2,22	45,66
Noeud N.24	93,730	1,49	47,88
Noeud N.25	126	1,82	16,69
Noeud N.26	112,730	1,22	29,93
Noeud N.27	113,330	0,92	29,14
Noeud N.28	109,170	1,82	33,19
Noeud N.29	101,910	1,26	40,30
Noeud N.30	101,550	0,52	40,65
Noeud N.31	106,770	1,48	35,59
Noeud N.32	101,780	1,49	40,51
Noeud N.33	96,800	1,32	45,47
Noeud N.34	94,040	0,55	48,23
Noeud N.35	125	1,60	17,77
Noeud N.36	114,990	2,49	27,72
Noeud N.37	106,400	1,54	35,93
Noeud N.38	109,340	2,11	33,07
Noeud N.39	105,990	1,93	36,38
Noeud N.40	94,010	1,69	48,26
Noeud N.41	92,440	1,86	49,55
Noeud N.42	101,550	1,73	40,61
Noeud N.43	105,210	0,57	37,19

Suite de tableau (Tableau III-1)			
ID Noeud	Altitude m	Demande Base l/s	Pression m
Noeud N.44	92,400	1,51	49,52
Noeud N.45	91,870	2,73	49,96
Noeud N.46	89,9	1,10	51,84
Noeud N.47	92,000	1,17	49,72
Noeud N.48	102	2,40	16,14
Noeud N.49	101	4,73	8,90
Noeud N.50	102	3,28	6,85
Noeud N.51	104	2,91	4,86
Noeud N.52	106,5	1,33	12,08
Noeud N.53	105	0,94	13,45
Noeud N.54	107	0,81	11,43
Noeud N.55	117,5	0,71	0,93
Noeud N.56	124	0,529	-5,56
Noeud N.57	125	0,53	-5,18
Noeud N.58	119,250	1,26	0,58
Noeud N.59	127	2,64	-5,54
Noeud N.60	100,5	0,92	20,90
Noeud N.61	131	2,62	-3,82
Noeud N.62	109,900	0,73	17,25
Noeud N.63	136,510	2,45	-5,41
Noeud N.64	114,250	0,76	16,82
Noeud N.65	131,790	1,04	7,10
Noeud N.66	124,7	2,12	54,17
Noeud N.67	182	2,83	-3,27
Noeud N.68	140	2,83	34,64
Noeud N.69	245,000	0,79	3,47
Noeud N.70	238	2,76	10,44
Noeud N.71	225	1,28	23,06
Noeud N.72	225	3,11	23,46
Noeud N.73	170	1,63	77,77
Noeud N.74	204	0,90	44,45
Noeud N.75	203,5	3,45	44,86
Noeud N.76	215	1,52	32,70
Noeud N.77	189,350	1,23	59,01
Noeud N.78	189,870	2,58	58,67
Noeud N.79	190	2,58	58,33
Noeud N.80	190,450	2,12	58,08
Noeud N.81	195	2,12	52,94
Noeud N.82	99,520	1,52	42,53
Noeud N.83	210	2,25	38,35
Noeud N.84	220	0	28,65
Noeud N.86	140	0	4,42
Noeud N.87	200	1,63	47,67
Noeud N.88	92,5	0,92	49,41
Noeud N.89	93	0,98	25,14

Interprétation ;

Le réseau est très déséquilibré. Nous remarquons qu'il y'a des dépressions et des excès de pression. Le rôle de notre étude est de proposer des solutions pour que le réseau fonctionne d'une manière correcte (voir schéma)

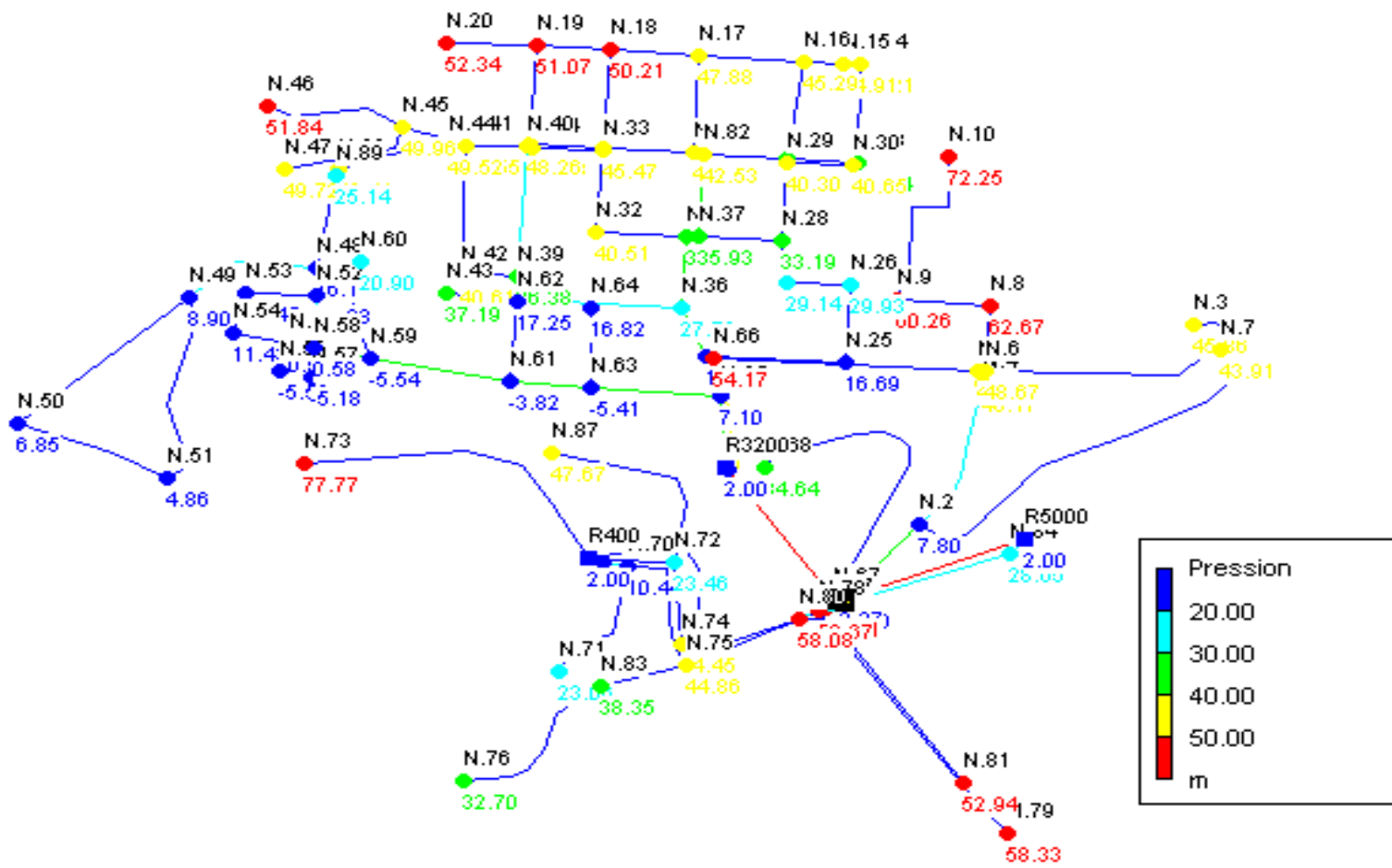


Schéma III-1 : situation actuelle du réseau en heure de pointe

Les nœuds en bleu ont des pressions inférieure a 20 m.c.e y a compris les pressions inférieure a zéro (dépression).tout ces nœuds sont alimentés par le réservoir de 5000 m³

III.3.2 Résultats de calcul dans les tronçons pendant l'heure de pointe

Tableau III-2: caractéristiques géométriques et hydrauliques calculés des tronçons(2009).

Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert.Charge m/m
Tuyau 3	356,60	300	17,19	0,24	0,00035
Tuyau 4	16,28	300	11,43	0,16	0,00016
Tuyau 5	496,46	125	2,02	0,16	0,00052
Tuyau 6	920	160	3,74	0,19	0,00048
Tuyau 8	522,50	125	2,12	0,17	0,00058
Tuyau 9	155,45	90	6,70	1,05	0,03217
Tuyau 10	181,05	160	5,33	0,27	0,00095
Tuyau 15	229	160	2,16	0,11	0,00016
Tuyau 16	33	160	1,09	0,05	0,00004
Tuyau 17	82	110	0,63	0,07	0,00011
Tuyau 18	205	110	-0,69	0,07	0,00013
Tuyau 19	175,3	110	2,09	0,22	0,00111
Tuyau 20	142,6	110	1,35	0,14	0,00047
Tuyau 21	178,91	110	0,73	0,08	0,00014
Tuyau 22	139,25	160	-3,66	0,18	0,00046
Tuyau 23	165,12	160	-6,62	0,33	0,00146
Tuyau 24	19,13	160	13,75	0,68	0,0062
Tuyau 25	179,70	160	6,79	0,34	0,00153
Tuyau 26	141,87	160	3,09	0,15	0,00033
Tuyau 27	225,14	110	1,60	0,17	0,00065
Tuyau 28	226,54	110	1,47	0,15	0,00056
Tuyau 29	225,28	160	5,24	0,26	0,00092
Tuyau 30	230,7	90	0,79	0,12	0,00048
Tuyau 31	275	400	57,38	0,46	0,00083
Tuyau 32	273	250	9,73	0,20	0,0003
Tuyau 33	177,22	250	7,90	0,16	0,0002
Tuyau 34	124,60	160	6,68	0,33	0,00149
Tuyau 35	102,6	160	5,75	0,29	0,00111
Tuyau 36	181,66	110	1,80	0,19	0,00082
Tuyau 37	130,02	110	0,53	0,06	0,00008
Tuyau 38	165,20	160	2,13	0,11	0,00016
Tuyau 39	190,72	250	21,90	0,45	0,00146
Tuyau 40	23,06	250	-21,31	0,43	0,00139
Tuyau 41	177,29	160	3,38	0,17	0,00039
Tuyau 42	190	160	1,89	0,09	0,00013
Tuyau 43	137,17	160	0,56	0,03	0,00001

Suite de tableau (Tableau III-2)					
Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert,Charge m/m
Tuyau 44	120,03	160	8,47	0,42	0,00238
Tuyau 48	296,28	250	10,16	0,21	0,00032
Tuyau 49	126,74	110	2,59	0,27	0,00168
Tuyau 50	52,72	250	14,69	0,30	0,00066
Tuyau 51	140,52	125	0,57	0,05	0,00005
Tuyau 52	326,44	250	17,37	0,35	0,00093
Tuyau 53	122,5	400	-46,04	0,37	0,00053
Tuyau 55	256	160	30,60	1,52	0,03045
Tuyau 56	160,6	160	27,39	1,36	0,02441
Tuyau 57	304	160	24,03	1,20	0,01882
Tuyau 58	180,61	110	0,73	0,08	0,00015
Tuyau 59	187,06	110	0,76	0,08	0,00016
Tuyau 60	227,5	110	-0,92	0,10	0,00023
Tuyau 61	119	160	20,46	1,02	0,01366
Tuyau 62	67,50	160	1,64	0,08	0,0001
Tuyau 63	65,09	50	1,10	0,56	0,02128
Tuyau 64	65,23	110	0,57	0,06	0,00009
Tuyau 65	110,01	110	-0,14	0,01	0
Tuyau 66	91,46	110	-0,96	0,10	0,00024
Tuyau 67	140,23	110	-1,90	0,20	0,00091
Tuyau 68	65,24	160	14,32	0,71	0,00672
Tuyau 69	283,5	110	10,93	1,15	0,02908
Tuyau 70	486,6	110	2,94	0,31	0,00216
Tuyau 71	321,5	110	-0,34	0,04	0,00003
Tuyau 72	395	110	-3,25	0,34	0,00263
Tuyau 74	109,86	160	5,02	0,25	0,00085
Tuyau 75	36,78	160	-7,46	0,37	0,00185
Tuyau 76	273	110	1,11	0,12	0,00032
Tuyau 77	290	110	1,18	0,12	0,00036
Tuyau 78	123,7	160	-17,56	0,87	0,01008
Tuyau 79	236	300	27,08	0,38	0,00085
Tuyau 80	698,14	90	2,84	0,45	0,00586
Tuyau 81	636	150	2,59	0,15	0,00033
Tuyau 83	179,72	250	3,78	0,08	0,00005
Tuyau 84	375	90	1,52	0,24	0,00172
Tuyau 85	522	110	-2,12	0,22	0,00114
Tuyau 87	18,8	300	288,07	4,08	0,09394
Tuyau 89	305	250	1,24	0,03	0,00001
Tuyau 91	47,57	300	10,32	0,15	0,00013
Tuyau 92	638	300	6,08	0,09	0,00005
Tuyau 93	223	150	-0,91	0,05	0,00004
Tuyau 94	142	300	-5,66	0,08	0,00004
Tuyau 95	52,5	250	12,52	0,26	0,00049
Tuyau 96	366	250	8,48	0,17	0,00023
Tuyau 98	29,65	250	18,97	0,39	0,0011

Suite de tableau (Tableau III-2)					
Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert, Charge m/m
Tuyau 99	315	90	1,28	0,20	0,00122
Tuyau 7	420	300	15,49	0,22	0,00028
Tuyau 82	367	300	316,11	4,47	0,11309
Tuyau 2	20	300	250,75	3,55	0,07121
Tuyau 45	380	300	282,39	4,00	0,09028
Tuyau 54	170	160	31,64	1,57	0,03255
Tuyau 86	402	90	1,63	0,26	0,00197
Tuyau 88	722	102	1,63	0,20	0,00102
Tuyau 90	227	160	0,92	0,05	0,00003
Tuyau 97	242,5	160	-0,99	0,05	0,00004
Tuyau 100	301	90	0,85	0,13	0,00056
Tuyau 11	565	110	-2,30	0,24	0,00133
Tuyau 101	165	250	-26,17	0,53	0,00208

Les excès de vitesse enregistrées qui atteignent 4 m/s sont à l'origine des dépressions citées plus haut. Des solutions seront trouvées à ce genre de problèmes. Par contre on remarque qu'une bonne partie du réseau a des vitesses faibles

III.3.3/ Résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe en cas d'incendie

La simulation du réseau en état actuelle pendant l'heure de pointe montre que le nœud 56 c'est le point le plus défavorable dans le réseau, donc ce nœud reste le plus défavorable en cas d'incendie et son débit va augmenté de 17 l/s .

Les résultats de calcul du réseau pendant l'heure de pointe et incendie seront représentées par le schéma suivant

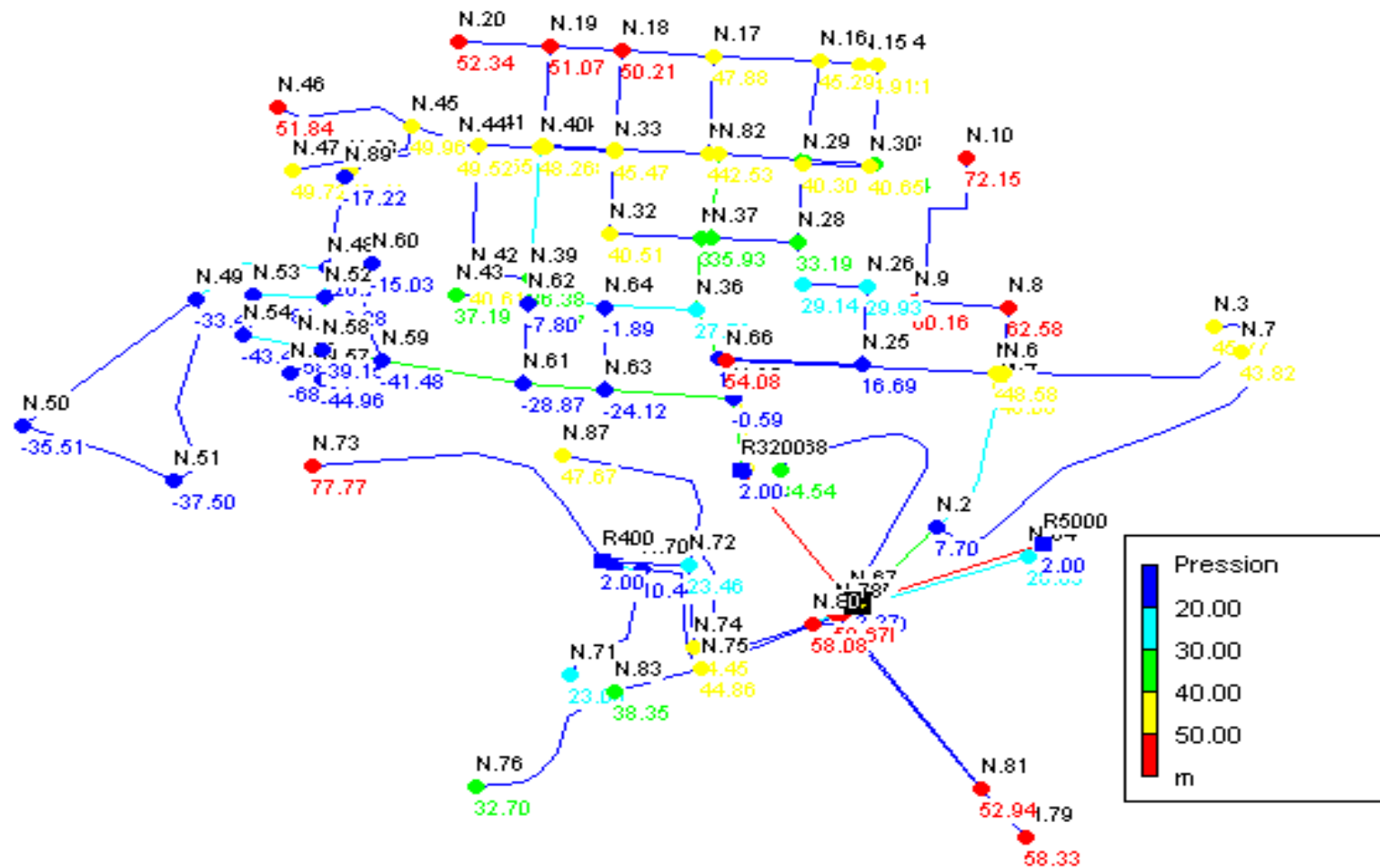


Schéma III-2 : l'état actuelle du réseau en heure de pointe et incendie

En cas d'incendie, le réseau dans sa partie ouest (représentée par la couleur bleu en cas de pointe) présente des chutes de pression importante. Tandis que la partie basse de la ville qui est alimentée respectivement par les réservoirs de capacité 5000 m³ et 3200 m³ fonctionne normalement.

III.3.4/ diagnostic de la situation actuelle (2009)

III.3.4.1/ Constat

D'après la simulation du réseau pendant l'heure de pointe, nous constatons que :

Le réseau d'alimentation de la ville d'El-Affroune présente un certain déséquilibre du point de vue vitesse, pression et perte de charge. Toute la ville souffre du manque d'eau. Cette constatation a été vérifiée sur terrain et cela en présence du subdivisionnaire de l'Hydraulique. Les résultats obtenus après simulation s'avèrent exacte.

1. Pendant l'heure de pointe les nœuds (N1, N56, N57, N59, N61, N63 et N67) ont des pressions négatives.
2. le nœud N.10 a une forte pression qui dépasse 7bars a cause de la défaillance du réducteur de pression
3. les tuyaux (9, 24, 55,56,57,61,63,69,78,87,82,2,45et 54) ont une perte de charge unitaire élevée qui dépasse la perte de charge admissible (la perte de charge acceptable est de 2 a 3 m/km). Ce sont ces tronçons qui causent d'énormes problèmes au réseau. Plus la perte de charge est grande dans un tronçon, plus la pression devient faible.
4. plus de 70 tuyaux ont une vitesse d'écoulement inférieur a 0.5m/s. par contre y a des tuyaux ou la vitesse dépasse 2 m/s.
5. tous les réservoirs jouent leur rôle convenablement sauf que le réservoir de capacité de 3200 m³ reçoit de l'eau du réservoir principal

- à gueule bée. Cela dit, toute l'eau part dans le trop plein. Ce qui justifie en plus le manque d'eau dans la ville d'El-Affroune
6. Le réseau est incapable d'assurer le débit incendie. La plupart du réseau sera en dépression.
 7. Le nœud N.10 a une cote de 101 m et est alimenté à partir du réservoir 5000m^3 qui a une cote de radier de 220 m donc la dénivelé elle est de 120m, sachant que la partie Est est équipée par un réducteur de pression, mais comme ce réducteur ne fonctionne pas alors tous les nœuds qui sont alimentés par ce réservoir ont des fortes pressions.
 8. les tuyaux cités précédemment ont une perte de charge élevée à cause de la nature de terrain (très accidentée).

Remarque :

Le mardi 26 mai 2009 le tuyau 11 qui relie les nœuds N.9 et N.10 a subi une cassure franche à cause de la forte pression, la chose qui confirme l'explication donnée au dessus.(défaillance de réducteur de pression)

III.3.4.2/ propositions

Pour éviter les problèmes cités auparavant, nous préconisons en urgence les solutions suivantes :

1. pour corriger les surpressions dans la partie basse de la ville on propose de réparer le réducteur de pression.
2. pour fournir de l'eau là où elle manque on propose de placer un régulateur de débit dans le tronçon qui relie le réservoir de 5000 m^3 et le réservoir de 3200 m^3
3. Pour lutter contre le problème de la surpression, nous proposons 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

pression acceptables dans le même nœud pendant l'heure de pointe et l'heure creuse).

Tableau III-3: liste des accessoires installés

tuyau	Accessoire installé	Valeur de réduction
N.86-N65	Stabilisateur aval	25 m.c.e
R400-N73	Réducteur de pression	25 m.c.e
N67-N68	Réducteur de pression	25 m.c.e
N2-N3	Réducteur de pression	25 m.c.e
N86-R3200	Régulateur de débit	142.72
N4-N5	Réducteur de pression	25 m.c.e

III.4/ simulation du réseau en tenant compte les propositions

III.4.1/Résultats de calcul aux nœuds Pendant l'heure de pointe.

Tableau III-4:Les pressions aux nœuds

ID Noeud	Altitude m	Demande L/S	Pression m
Noeud N.1	184	0,96	29,55
Noeud N.2	172,5	6,15	40,85
Noeud N.3	134	3,74	53,91
Noeud N.4	132	1,45	81,23
Noeud N.5	130	2,19	23,23
Noeud N.6	130,5	2,72	22,73
Noeud N.7	135	2,02	17,97
Noeud N.8	111,500	1,37	36,72
Noeud N.9	113,740	3,03	34,31
Noeud N.10	101	2,30	46,30
Noeud N.13	101,810	1,50	39,98
Noeud N.14	97,500	1,06	44,25
Noeud N.15	96,800	0,47	44,95
Noeud N.16	96,410	2,10	45,33
Noeud N.17	93,850	2,46	47,92
Noeud N.18	91,320	2,21	50,26
Noeud N.19	90,400	2,22	51,11
Noeud N.20	89,100	0,73	52,38
Noeud N.21	101,890	2,17	39,97
Noeud N.22	98,880	1,72	43,10
Noeud N.23	96,000	2,23	45,70

Suite de tableau (Tableau III-4)			
ID Noeud	Altitude m	Demande L/S	Pression m
Noeud N.24	93,730	1,49	47,93
Noeud N.25	126	1,83	16,74
Noeud N.26	112,730	1,23	29,97
Noeud N.27	113,330	0,92	29,19
Noeud N.28	109,170	1,83	33,23
Noeud N.29	101,910	1,27	40,34
Noeud N.30	101,550	0,53	40,69
Noeud N.31	106,770	1,48	35,64
Noeud N.32	101,780	1,49	40,56
Noeud N.33	96,800	1,33	45,51
Noeud N.34	94,040	0,56	48,27
Noeud N.35	125	1,61	17,82
Noeud N.36	114,990	2,50	27,76
Noeud N.37	106,400	1,54	35,98
Noeud N.38	109,340	2,11	33,05
Noeud N.39	105,990	1,93	36,36
Noeud N.40	94,010	1,69	48,22
Noeud N.41	92,440	1,86	49,41
Noeud N.42	101,550	1,74	40,55
Noeud N.43	105,210	0,57	37,18
Noeud N.44	92,400	1,52	49,35
Noeud N.45	91,870	2,73	49,78
Noeud N.46	89,9	1,11	51,67
Noeud N.47	92,000	1,18	49,55
Noeud N.48	102	2,40	39,69
Noeud N.49	101	4,74	32,45
Noeud N.50	102	3,28	30,40
Noeud N.51	104	2,91	28,41
Noeud N.52	106,5	1,34	35,54
Noeud N.53	105	0,94	36,90
Noeud N.54	107	0,82	34,88
Noeud N.55	117,5	0,71	24,38
Noeud N.56	124	0,53	17,88
Noeud N.57	125	0,54	18,08
Noeud N.58	119,250	1,26	23,84
Noeud N.59	127	2,64	17,48
Noeud N.60	100,5	0,92	43,93
Noeud N.61	131	2,62	18,48
Noeud N.62	109,900	0,73	39,56
Noeud N.63	136,510	2,45	16,46
Noeud N.64	114,250	0,76	38,69
Noeud N.65	131,790	1,04	28,21
Noeud N.66	124,7	2,12	28,23
Noeud N.67	182	2,84	31,28
Noeud N.68	142	2,84	42,19

Suite de tableau (Tableau III-4)			
ID Noeud	Altitude m	Demande L/S	Pression m
Noeud N.69	240	0,79	8,47
Noeud N.70	238	2,77	10,44
Noeud N.71	225	1,28	23,06
Noeud N.72	225	3,12	23,46
Noeud N.73	170	1,63	52,77
Noeud N.74	204	0,91	44,45
Noeud N.75	203,5	3,46	44,86
Noeud N.76	215	1,52	32,70
Noeud N.77	189,350	1,24	59,01
Noeud N.78	189,870	2,59	58,67
Noeud N.79	190	2,59	58,33
Noeud N.80	190,450	2,12	58,08
Noeud N.81	195	2,12	52,94
Noeud N.82	99,520	1,52	42,58
Noeud N.83	210	2,25	38,35
Noeud N.84	220	0,00	28,65
Noeud N.86	140	0,00	68,29
Noeud N.87	200	1,63	47,67
Noeud N.88	92,5	0,92	49,20
Noeud N.89	93	0,99	48,70

Interprétation ;

Après cette simulation et en tenant compte les solutions et les valeurs proposées, les résultats indiquent une amélioration du fonctionnement du réseau du cote pressions, et l'installation de ces réducteurs de pressions ont permis l'équilibrage du réseau du point de vue pressions (voir schéma suivant). 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, donc les appareillages résistent bien.

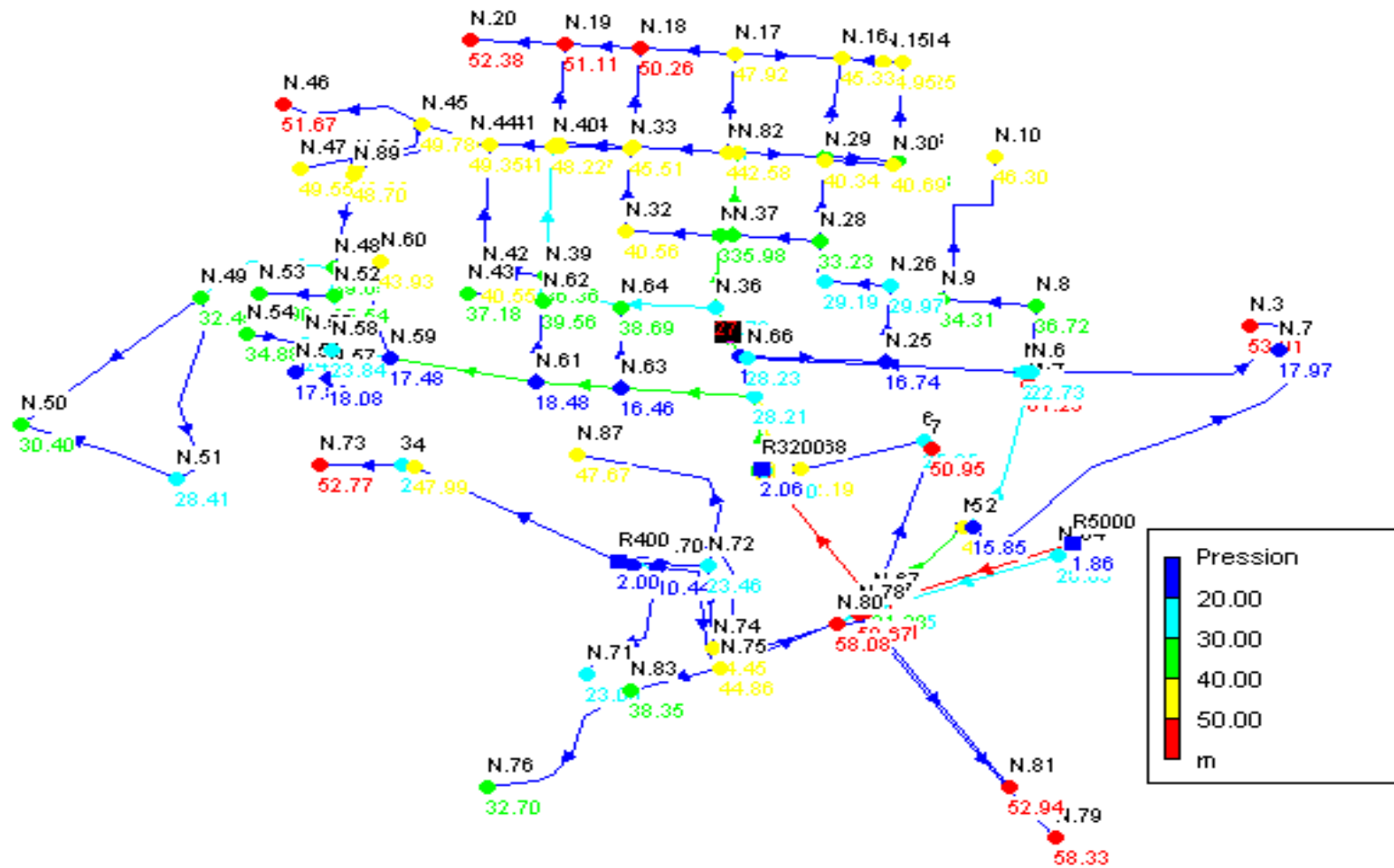


Schéma III-3 : état du réseau avec recommandations pendant l’heure de pointe

III.4.2/Résultats de calcul dans les tronçons Pendant l'heure de pointe.**Tableau III-5** caractéristiques géométriques et hydrauliques calculés des tronçons.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/m
Tuyau 3	356,60	300	17,19	0,24	0,00035
Tuyau 4	16,28	300	11,43	0,16	0,00016
Tuyau 5	496,46	125	2,02	0,16	0,00052
Tuyau 6	920	160	3,74	0,19	0,00048
Tuyau 8	522,50	125	2,12	0,17	0,00058
Tuyau 9	155,45	90	6,70	1,05	0,03217
Tuyau 10	181,05	160	5,33	0,27	0,00095
Tuyau 15	229	160	2,16	0,11	0,00016
Tuyau 16	33	160	1,09	0,05	0,00004
Tuyau 17	82	110	0,63	0,07	0,00011
Tuyau 18	205	110	-0,69	0,07	0,00013
Tuyau 19	175,3	110	2,09	0,22	0,00111
Tuyau 20	142,6	110	1,35	0,14	0,00047
Tuyau 21	178,91	110	0,73	0,08	0,00014
Tuyau 22	139,25	160	-3,66	0,18	0,00046
Tuyau 23	165,12	160	-6,62	0,33	0,00146
Tuyau 24	19,13	160	13,75	0,68	0,0062
Tuyau 25	179,70	160	6,79	0,34	0,00153
Tuyau 26	141,87	160	3,09	0,15	0,00033
Tuyau 27	225,14	110	1,60	0,17	0,00065
Tuyau 28	226,54	110	1,47	0,15	0,00056
Tuyau 29	225,28	160	5,24	0,26	0,00092
Tuyau 30	230,7	90	0,79	0,12	0,00048
Tuyau 31	275	400	58,94	0,47	0,00087
Tuyau 32	273	250	9,76	0,20	0,0003
Tuyau 33	177,22	250	7,93	0,16	0,0002
Tuyau 34	124,60	160	6,70	0,33	0,0015
Tuyau 35	102,6	160	5,78	0,29	0,00112
Tuyau 36	181,66	110	1,80	0,19	0,00082
Tuyau 37	130,02	110	0,53	0,06	0,00008
Tuyau 38	165,20	160	2,16	0,11	0,00016
Tuyau 39	190,72	250	21,90	0,45	0,00146
Tuyau 40	23,06	250	-21,28	0,43	0,00138
Tuyau 41	177,29	160	3,38	0,17	0,00039
Tuyau 42	190	160	1,89	0,09	0,00013
Tuyau 43	137,17	160	0,56	0,03	0,00001
Tuyau 44	120,03	160	9,82	0,49	0,00318
Tuyau 48	296,28	250	11,51	0,23	0,00041
Tuyau 49	126,74	110	2,80	0,29	0,00196
Tuyau 50	52,72	250	16,25	0,33	0,00081
Tuyau 51	140,52	125	0,57	0,05	0,00005

Suite de tableau (Tableau III-5)					
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert, Charge m/m
Tuyau 52	326,44	250	18,93	0,39	0,0011
Tuyau 53	122,5	400	-47,57	0,38	0,00057
Tuyau 55	256	160	29,04	1,44	0,02744
Tuyau 56	160,6	160	25,83	1,28	0,02172
Tuyau 57	304	160	22,47	1,12	0,01647
Tuyau 58	180,61	110	0,73	0,08	0,00015
Tuyau 59	187,06	110	0,76	0,08	0,00016
Tuyau 60	227,5	110	-0,92	0,10	0,00023
Tuyau 62	67,50	160	1,57	0,08	0,00009
Tuyau 63	65,09	50	1,03	0,52	0,01845
Tuyau 64	65,23	110	0,50	0,05	0,00007
Tuyau 65	110,01	110	-0,22	0,02	0,00001
Tuyau 66	91,46	110	-1,03	0,11	0,00028
Tuyau 67	140,23	110	-1,98	0,21	0,00099
Tuyau 68	65,24	160	12,76	0,63	0,00535
Tuyau 69	283,5	110	10,93	1,15	0,02908
Tuyau 70	486,6	110	2,94	0,31	0,00216
Tuyau 71	321,5	110	-0,34	0,04	0,00003
Tuyau 72	395	110	-3,25	0,34	0,00263
Tuyau 74	109,86	160	5,02	0,25	0,00085
Tuyau 75	36,78	160	-9,02	0,45	0,00269
Tuyau 76	273	110	1,11	0,12	0,00032
Tuyau 77	290	110	1,18	0,12	0,00036
Tuyau 78	123,7	160	-16,08	0,80	0,00846
Tuyau 79	236	300	27,08	0,38	0,00085
Tuyau 80	698,14	90	2,84	0,45	0,00586
Tuyau 81	636	150	2,59	0,15	0,00033
Tuyau 83	179,72	250	3,78	0,08	0,00005
Tuyau 84	375	90	1,52	0,24	0,00172
Tuyau 85	522	110	-2,12	0,22	0,00114
Tuyau 87	18,8	300	113,16	1,60	0,01456
Tuyau 89	305	250	1,24	0,03	0,00001
Tuyau 91	47,57	300	10,30	0,15	0,00013
Tuyau 92	638	300	6,05	0,09	0,00005
Tuyau 93	223	150	-0,91	0,05	0,00004
Tuyau 94	142	300	-5,66	0,08	0,00004
Tuyau 95	52,5	250	12,52	0,26	0,00049
Tuyau 96	366	250	8,48	0,17	0,00023
Tuyau 98	29,65	250	18,97	0,39	0,0011
Tuyau 99	315	90	1,28	0,20	0,00122
Tuyau 7	420	300	15,47	0,22	0,00028
Tuyau 82	367	300	141,20	2,00	0,02264
Tuyau 45	380	300	107,48	1,52	0,01314
Tuyau 86	402	90	1,63	0,26	0,00197

Suite de tableau (Tableau III-5)					
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert, Charge m/m
Tuyau 90	227	160	2,48	0,12	0,00021
Tuyau 97	242,5	160	0,57	0,03	0,00001
Tuyau 100	301	90	1,06	0,17	0,00085
Tuyau 11	565	110	-2,30	0,24	0,00133
Tuyau 101	165	250	-26,15	0,53	0,00208
Tuyau 2	20	300	77,40	1,09	0,00683
Tuyau 46	170	160	30,08	1,50	0,02943
Tuyau 47	119	160	18,90	0,94	0,01167
Tuyau 54	10	160	-1,56	0,08	0,00009
Tuyau 61	500	102	1,63	0,20	0,00102
Tuyau 73	220	102	1,63	0,20	0,00102

Du cote des vitesses dans le réseau de distribution, la simulation nous indique que plusieurs tuyaux du réseau ont des vitesses inférieure a 0.5 m/s

III.4.3/Résultats de calcul aux noeuds Pendant l'heure creuse

L'heure creuse représente l'heure ou la pression elle est maximale, donc on doit examiner le réseau pendant cette heure de point de vue pression pour vérifier que cette dernière ne dépasse pas la pression admissible maximale.

Les résultats de cette simulation seront présentés dans le schéma suivant.

Remarque :

Notons que l'heure creuse pour la ville d'El-affroune elle est enregistrée a minuit, tandis que l'heure de pointe elle est enregistrée a 9h du matin.

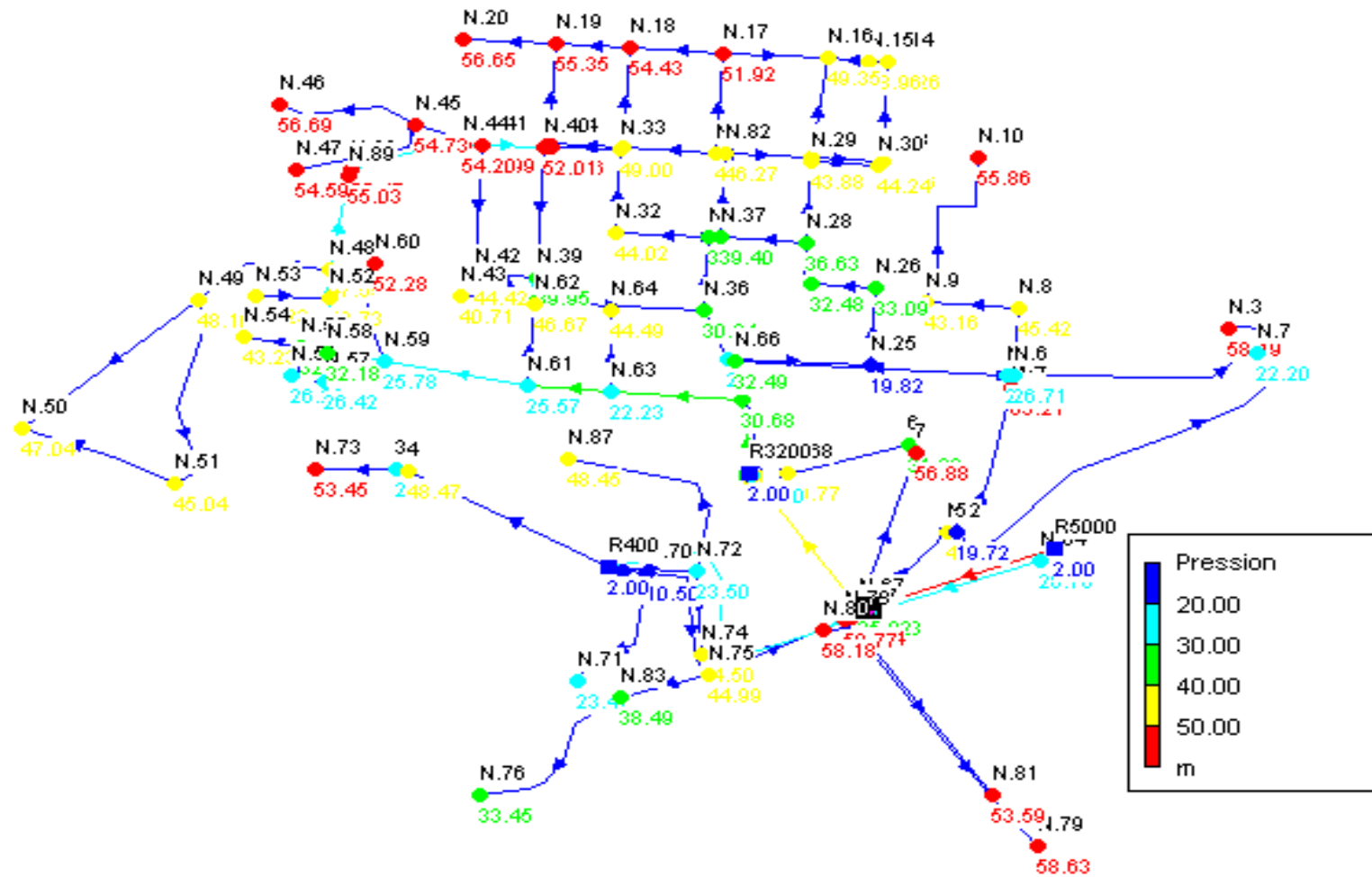


Schéma III-4 : état du réseau avec propositions Pendant l'heure creuse

La simulation indique des pressions admissibles dans le réseau à l'heure creuse. Par conséquent toutes les installations sont protégées contre la surpression.

Interprétation

Après l'installation du régulateur de débit, le débit sortant du réservoir de capacité 5000 m³ a été redistribué correctement dans le réseau, cette redistribution a engendré des fortes pressions dans les zones qui étaient en dépression. À cet effet arrive l'installation de stabilisateur aval qui a réduit ces fortes pressions.

Conclusion

Nous sommes arrivés à réguler notre réseau. Le réseau est maintenant capable d'assurer la distribution convenablement à la population. Mais comme le réseau est ancien, nous avons besoin de faire une autre simulation pour l'horizon 2020 (moyen terme) pour voir si le réseau actuel avec ces dimensions peut supporter de véhiculer les besoins en eau pour l'horizon 2020.

Introduction

La simulation du réseau à l'horizon 2020 montre un déséquilibre important du fonctionnement du réseau du fait que la consommation en 2020 a augmenté. La majorité des nœuds sont en dépression, et même avec les accessoires installés (réducteurs de pression, régulateur de débit..) en 2009 on n'a pas réussi à équilibrer le réseau.

Le réseau d'AEP de la ville d'EL-Affroun est incapable de satisfaire les besoins en 2020. à cause

- de Le réseau arrive presque à sa limite d'âge. car il a été posé dans les années quatre-vingt (1980).
- Le rendement calculé au dessus est très faible (36%), (voir paragraphe II.1.4.2 page 17)
- La fréquence d'intervention des équipes de l'entreprise de gestion pour réparer les pannes (cassures des conduites, apparitions des fuites).
- La fréquence de pollution de l'eau potable par les eaux usées.
- Le réseau incapable de véhiculer les besoins de l'année 2020.

A cet effet, la solution idéale est de redimensionner un nouveau réseau en tenant compte des besoins de l'horizon 2040.

IV.1 conception du réseau

Pour le nouveau réseau, on propose de garder la même conception pour minimiser le coût de réalisation de l'aménagement proposé.

Dans le cas contraire (une nouvelle conception) y aura une détérioration de la chaussée (pour projeter la nouvelle conduite) et une autre excavation pour les branchements particuliers. Donc on préfère de excaver une seule fois pour remplacer la conduite et réaliser les branchements particuliers.

Remarque.

Dans la nouvelle conception les abonnés alimentés a partir de la conduite de refoulement qui relie le réservoir de 5000 m³ et celui de 400 m³ (les piquages) seront alimentés a partir du réservoir 400 m³.

IV.2 Dimensionnement du réseau**IV.2.1 choix du matériau**

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

1. la disponibilité sur le marché national.
2. disponibilité sous forme de rouleaux pour les diamètres inférieurs a 125 mm. La chose qui facilite la pose de conduite et permet le gain du temps.
3. le procédé de raccordement (soudage bout a bout) est très solide et ne permet pas l'apparition des zones faibles dans la conduite
4. sa rugosité minimale.
5. sa résistance aux effets de sol (sols agressifs).
6. le PEHD il est incorrodable (détérioration chimique de la conduite)
7. le PEHD est un matériau flexible donc il est résistant aux charges extérieures.

IV.2.2/ 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 $\Sigma Q_{entrants} = \Sigma Q_{sortants}$.
3. attribuer les diamètres aux conduites en fonction des débits et vitesses limites.

Le tableau suivant montre les nouveaux diamètres projetés

Tableau IV -1: Liste des diamètres projetés

Tuyau	Du - au	Longueur m	Diamètre existant A remplacer mm	Diamètre nouveau projeté mm
Tuyau 3	N2-N4	356,6	300	300
Tuyau 4	N5-N6	16,28	300	200
Tuyau 5	N6-N7	496,46	125	160
Tuyau 6	N2-N3	920	160	200
Tuyau 8	N5-N66	522,5	125	160
Tuyau 9	N6-N8	155,45	90	160
Tuyau 10	N8-N9	181,05	160	160
Tuyau 15	N13-N14	229	160	160
Tuyau 16	N14-N15	33	160	160
Tuyau 17	N15-N16	82	110	125
Tuyau 18	N16-N17	205	110	160
Tuyau 19	N17-N18	175,3	110	200
Tuyau 20	N18-N19	142,6	110	200
Tuyau 21	N19-N20	178,91	110	110
Tuyau 22	N13-N21	139,25	160	160
Tuyau 23	N21-N82	165,12	160	200
Tuyau 24	N82-N22	19,13	160	250
Tuyau 25	N22-N23	179,7	160	160
Tuyau 26	N23-N24	141,87	160	160
Tuyau 27	N24-N19	225,14	110	110
Tuyau 28	N23-N18	226,54	110	110
Tuyau 29	N22-N17	225,28	160	160
Tuyau 30	N21-N16	230,7	90	125
Tuyau 31	R3200-N35	275	400	450
Tuyau 32	N35-N25	273	250	300
Tuyau 33	N25-N26	177,22	250	300
Tuyau 34	N26-N27	124,6	160	300
Tuyau 35	N27-N28	102,6	160	250
Tuyau 36	N28-N29	181,66	110	110
Tuyau 37	N29-N30	130,02	110	110
Tuyau 38	N28-N37	165,2	160	250
Tuyau 39	N37-N82	190,72	250	300

Suite de tableau (Tableau IV -1)				
Tuyau	Du - au	Longueur m	Diamètre existant A remplacer mm	Diamètre nouveau projeté mm
Tuyau 40	N37-N31	23,06	250	200
Tuyau 41	N31-N32	177,29	160	160
Tuyau 42	N32-N33	190	160	160
Tuyau 43	N33-N34	137,17	160	110
Tuyau 44	N40-N41	120,03	160	160
Tuyau 48	N39-N40	296,28	250	160
Tuyau 49	N39-N42	126,74	110	160
Tuyau 50	N38-N39	52,72	250	250
Tuyau 51	N38-N43	140,52	125	110
Tuyau 52	N36-N38	326,44	250	250
Tuyau 53	N36-N35	122,5	400	350
Tuyau 55	N65-N63	256	160	350
Tuyau 56	N63-N61	160,6	160	350
Tuyau 57	N61-N59	304	160	350
Tuyau 58	N61-N62	180,61	110	110
Tuyau 59	N63-N64	187,06	110	110
Tuyau 60	N60-N59	227,5	110	75
Tuyau 61	N59-N58	119	160	300
Tuyau 62	N58-N57	67,5	160	200
Tuyau 63	N57-N56	65,09	50	200
Tuyau 64	N56-N55	65,23	110	200
Tuyau 65	N55-N54	110,01	110	160
Tuyau 66	N54-N53	91,46	110	160
Tuyau 67	N53-N52	140,23	110	160
Tuyau 68	N52-N48	65,24	160	250
Tuyau 69	N48-N49	283,5	110	200
Tuyau 70	N49-N50	486,6	110	110
Tuyau 71	N50-N51	321,5	110	110
Tuyau 72	N51-N49	395	110	110
Tuyau 74	N44-N45	109,86	160	160
Tuyau 75	N44-N41	36,78	160	160
Tuyau 76	N45-N46	273	110	110
Tuyau 77	N45-N47	290	110	110
Tuyau 78	N52-N58	123,7	160	250
Tuyau 79	N1-N2	236	300	300

Suite de tableau (Tableau IV -1)				
Tuyau	Du - au	Longueur m	Diamètre existant A remplacer mm	Diamètre nouveau projeté mm
Tuyau 80	N67-N68	698,14	90	110
Tuyau 81	N77-N79	636	150	110
Tuyau 83	N75-N83	179,72	250	160
Tuyau 84	N83-N76	375	90	110
Tuyau 85	N81-N80	522	110	110
Tuyau 87	N1-N67	18,8	300	500
Tuyau 89	N75-N80	305	250	200
Tuyau 92	N84-R400	638	300	300
Tuyau 93	N74-N72	223	150	110
Tuyau 94	N72-N69	142	300	160
Tuyau 95	N69-N70	52,5	250	300
Tuyau 96	N70-N75	366	250	250
Tuyau 98	R400-N69	29,65	250	300
Tuyau 99	N70-N71	315	90	110
Tuyau 82	R5000-N1	367	300	600
Tuyau 2	N11-N3200	20	300	350
Tuyau 45	N67-N86	380	300	500
Tuyau 54	N65-N86	170	160	350
Tuyau 86	N72-N87	402	90	90
Tuyau 88	R400-N73	722	102	160
Tuyau 90	N44-N88	227	160	200
Tuyau 97	N89-N48	242,5	160	160
Tuyau 100	N42-N41	301	90	90
Tuyau 11	N10-N9	565	110	110
Tuyau 101	N31-N36	165	250	250

IV.3/ simulation du réseau en 2040**IV.3.1/ résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe.****Tableau IV -2: Les pressions aux nœuds**

ID Noeud	Altitude m	Demande de Base l/s	Pression m
Noeud 1	184	3,08	36,05
Noeud 2	172,5	19,74	45,52
Noeud 3	134	12	52,68
Noeud 4	132	4,65	84,77
Noeud 5	130	7,03	26,77
Noeud 6	130,5	8,72	26,06
Noeud 7	135	6,47	20,86
Noeud 8	111,500	4,39	42,71
Noeud 9	113,740	9,73	38,74
Noeud 10	101	7,37	43,97
Noeud 13	101,810	4,80	34,76
Noeud 14	97,500	3,41	38,67
Noeud 15	96,800	1,5	39,35
Noeud 16	96,410	6,75	39,68
Noeud 17	93,850	7,90	42,22
Noeud 18	91,320	7,10	44,53
Noeud 19	90,400	7,13	45,38
Noeud 20	89,100	2,33	46,44
Noeud 21	101,890	6,98	35,34
Noeud 22	98,880	5,53	39,32
Noeud 23	96,000	7,15	40,39
Noeud 24	93,730	4,79	42,41
Noeud 25	126	5,87	15,19
Noeud 26	112,730	3,93	27,97
Noeud 27	113,330	2,96	27,07
Noeud 28	109,170	5,86	30,67
Noeud 29	101,910	4,06	36,45
Noeud 30	101,550	1,69	36,71
Noeud 31	106,770	4,76	33,04
Noeud 32	101,780	4,79	37,35
Noeud 33	96,800	4,27	42,09
Noeud 34	94,040	1,79	44,74
Noeud 35	125	5,16	17,15
Noeud 36	114,990	8,01	26,61
Noeud 37	106,400	4,94	32,97

Suite de tableau (Tableau IV -2)			
ID Noeud	Altitude m	Demande de Base l/s	Pression m
Noeud 38	109,340	6,78	31,60
Noeud 39	105,990	6,20	34,91
Noeud 40	94,010	5,43	46,66
Noeud 41	92,440	5,97	48,23
Noeud 42	101,550	5,58	39,18
Noeud 43	105,210	1,83	35,61
Noeud 44	92,400	4,87	48,31
Noeud 45	91,870	8,78	47,91
Noeud 46	89,9	3,56	49,02
Noeud 47	92,000	3,78	46,75
Noeud 48	102	7,71	52,22
Noeud 49	101	15,20	49,76
Noeud 50	102	10,54	38,17
Noeud 51	104	9,35	36,27
Noeud 52	106,5	4,296	48,85
Noeud 53	105	3,023	50,64
Noeud 54	107	2,62	49,00
Noeud 55	117,5	2,28	39,17
Noeud 56	124	1,70	32,84
Noeud 57	125	1,73	32,04
Noeud 58	119,250	4,04	38,04
Noeud 59	127	8,49	31,53
Noeud 60	100,5	2,96	54,16
Noeud 61	131	8,42	29,29
Noeud 62	109,900	2,35	50,13
Noeud 63	136,510	7,87	24,90
Noeud 64	114,250	2,44	46,88
Noeud 65	131,790	3,34	31,73
Noeud 66	124,7	6,81	31,26
Noeud 67	182	9,11	37,90
Noeud 68	140	9,11	45,77
Noeud 69	245,000	2,53	3,25
Noeud 70	238	8,88	9,99
Noeud 71	225	4,11	21,67
Noeud 72	225	10,01	21,72
Noeud 73	170	9,42	46,39
Noeud 74	204	2,91	42,25
Noeud 75	203,5	10,43	41,38
Noeud 76	215	4,89	26,80

Suite de tableau (Tableau IV -2)			
ID Noeud	Altitude m	Demande de Base l/s	Pression m
Noeud 77	189,350	4,63	51,69
Noeud 79	190	8,3	40,35
Noeud 80	190,450	10,77	51,62
Noeud 81	195	6,81	41,14
Noeud 82	99,520	4,89	38,77
Noeud 83	210	7,24	34,01
Noeud 84	220	0	34,74
Noeud 86	140	0	77,09
Noeud 87	200	5,24	38,75
Noeud 88	92,5	2,96	49,86
Noeud 89	93	3,16	52,55

Interprétation

Les résultats du tableau montre que les prissions sont bien réparties dans le réseau, et sont généralement comprises entre 1 et 6 bars, la chose qui permet le bon fonctionnement des accessoires installés chez les abonnés.

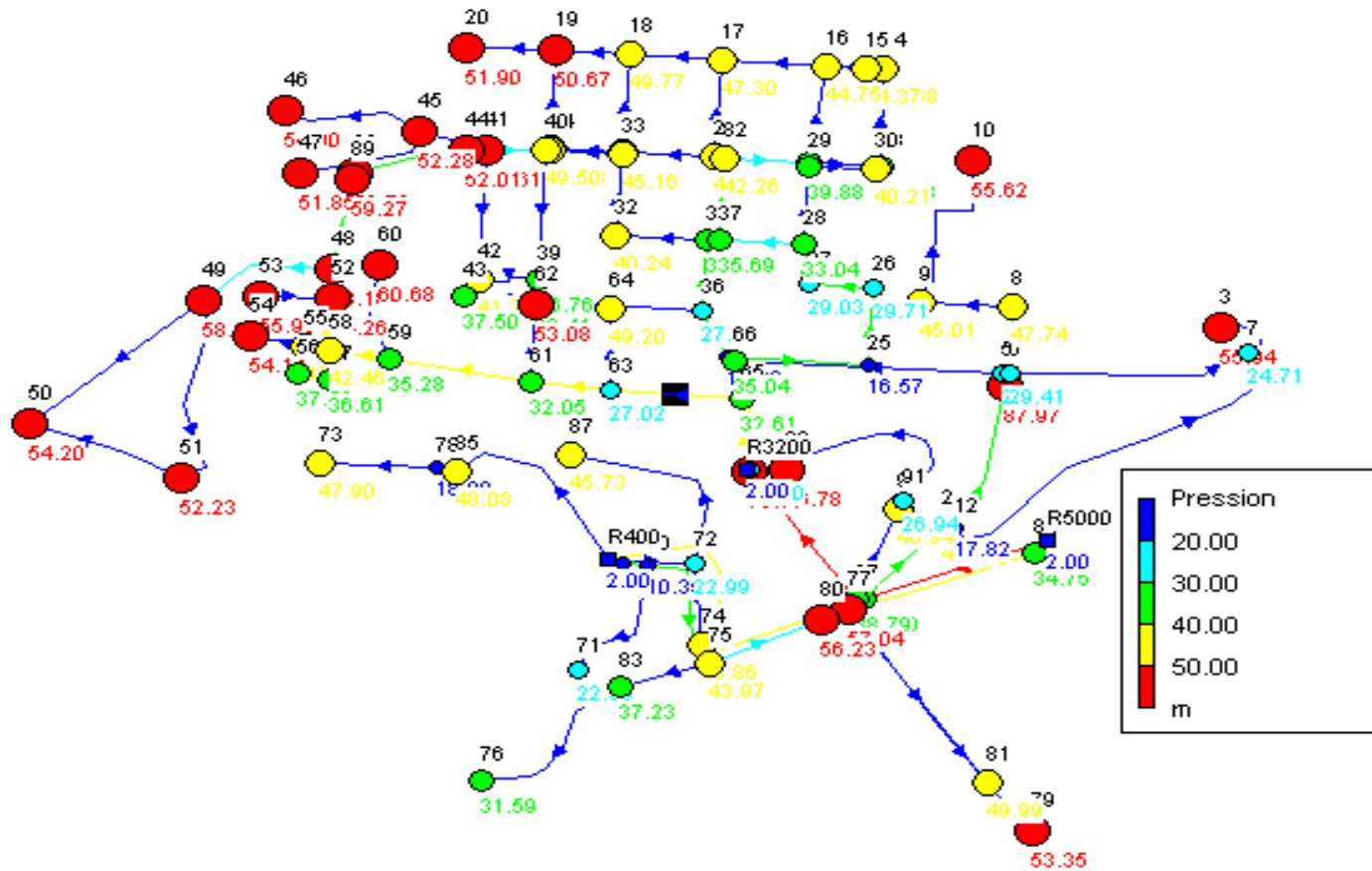


Schéma IV-1 : les pressions aux nœuds dans le réseau en 2040 en heure de pointe

IV.3.2/ résultats de calcul dans tronçons pendant l'heure de pointe.**Tableau IV -3 : Caractéristiques géométriques et hydrauliques
Calculés des tronçons**

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert.Charge. m/m
Tuyau 3	356,60	300	55,21	0,78	0,00349
Tuyau 4	16,28	200	36,70	1,17	0,01332
Tuyau 5	496,46	160	6,48	0,32	0,0014
Tuyau 6	920	200	12,01	0,38	0,00145
Tuyau 8	522,50	160	6,82	0,34	0,00155
Tuyau 9	155,45	160	21,50	1,07	0,01508
Tuyau 10	181,05	160	17,11	0,85	0,00958
Tuyau 15	229	160	7,26	0,36	0,00175
Tuyau 16	33	160	3,84	0,19	0,0005
Tuyau 17	82	125	2,33	0,19	0,0007
Tuyau 18	205	160	1,90	0,09	0,00013
Tuyau 19	175,3	200	10,99	0,35	0,00122
Tuyau 20	142,6	200	6,96	0,22	0,0005
Tuyau 21	178,91	110	2,34	0,25	0,00137
Tuyau 22	139,25	160	-12,06	0,60	0,00478
Tuyau 23	165,12	200	-25,36	0,81	0,00639
Tuyau 24	19,13	250	40,06	0,82	0,00485
Tuyau 25	179,70	160	17,53	0,87	0,01005
Tuyau 26	141,87	160	7,30	0,36	0,00177
Tuyau 27	225,14	110	2,51	0,26	0,00158
Tuyau 28	226,54	110	3,08	0,32	0,00236
Tuyau 29	225,28	160	16,99	0,85	0,00945
Tuyau 30	230,7	125	6,32	0,51	0,00494
Tuyau 31	275	450	154,26	0,97	0,00316
Tuyau 32	273	300	55,26	0,78	0,0035
Tuyau 33	177,22	300	49,38	0,70	0,0028
Tuyau 34	124,60	300	45,44	0,64	0,00237
Tuyau 35	102,6	250	42,48	0,87	0,00545
Tuyau 36	181,66	110	5,76	0,61	0,00816
Tuyau 37	130,02	110	1,70	0,18	0,00073
Tuyau 38	165,20	250	30,85	0,63	0,00288
Tuyau 39	190,72	300	70,32	0,99	0,00565
Tuyau 40	23,06	200	-44,42	1,41	0,01948
Tuyau 41	177,29	160	10,85	0,54	0,00388
Tuyau 42	190	160	6,06	0,30	0,00123

Suite de tableau (Tableau IV -3)					
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert,Charge, m/m
Tuyau 43	137,17	110	1,79	0,19	0,00081
Tuyau 44	120,03	160	-0,63	0,03	0,00001
Tuyau 48	296,28	160	4,80	0,24	0,00078
Tuyau 49	126,74	160	6,16	0,31	0,00126
Tuyau 50	52,72	250	17,17	0,35	0,0009
Tuyau 51	140,52	110	1,83	0,19	0,00085
Tuyau 52	326,44	250	25,79	0,53	0,00202
Tuyau 53	122,5	350	-93,84	0,98	0,00443
Tuyau 55	256	350	128,26	1,33	0,00826
Tuyau 56	160,6	350	117,94	1,23	0,00699
Tuyau 57	304	350	107,16	1,11	0,00577
Tuyau 58	180,61	110	2,36	0,25	0,0014
Tuyau 59	187,06	110	2,44	0,26	0,0015
Tuyau 60	227,5	75	-2,97	0,67	0,01703
Tuyau 61	119	300	95,70	1,35	0,01043
Tuyau 62	67,50	200	19,33	0,62	0,00372
Tuyau 63	65,09	200	17,60	0,56	0,00309
Tuyau 64	65,23	200	15,89	0,51	0,00253
Tuyau 65	110,01	160	13,61	0,68	0,00608
Tuyau 66	91,46	160	10,98	0,55	0,00397
Tuyau 67	140,23	160	7,95	0,40	0,0021
Tuyau 68	65,24	250	75,99	1,55	0,01733
Tuyau 69	283,5	200	35,11	1,12	0,01219
Tuyau 70	486,6	110	9,45	0,99	0,02177
Tuyau 71	321,5	110	-1,10	0,12	0,00031
Tuyau 72	395	110	-10,45	1,10	0,02656
Tuyau 74	109,86	160	16,13	0,80	0,00852
Tuyau 75	36,78	160	6,03	0,30	0,00122
Tuyau 76	273	110	3,56	0,37	0,00315
Tuyau 77	290	110	3,79	0,40	0,00355
Tuyau 78	123,7	250	-72,33	1,47	0,01571
Tuyau 79	236	300	86,96	1,23	0,00862
Tuyau 80	462,14	110	9,11	0,96	0,02024
Tuyau 81	636	110	8,30	0,87	0,01682
Tuyau 83	179,72	160	12,13	0,60	0,00484
Tuyau 84	375	110	4,89	0,52	0,0059
Tuyau 85	522	110	-6,81	0,72	0,01136
Tuyau 87	18,8	500	330,83	1,68	0,00828
Tuyau 89	305	200	30,52	0,97	0,00923

Suite de tableau (Tableau IV -3)					
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert,Charge, m/m
Tuyau 92	638	300	92,64	1,31	0,00977
Tuyau 93	223	110	-2,91	0,31	0,00211
Tuyau 94	142	160	-18,17	0,90	0,01079
Tuyau 95	52,5	300	66,09	0,93	0,00499
Tuyau 96	366	250	53,09	1,08	0,00848
Tuyau 98	29,65	300	86,79	1,23	0,00858
Tuyau 99	315	110	4,11	0,43	0,00418
Tuyau 82	367	600	420,87	1,49	0,00511
Tuyau 2	20	350	181,00	1,88	0,01641
Tuyau 45	380	500	312,60	1,59	0,00739
Tuyau 54	170	350	-131,60	1,37	0,00869
Tuyau 86	402	90	5,25	0,82	0,01981
Tuyau 88	500	160	9,42	0,47	0,00293
Tuyau 90	227	200	-27,04	0,86	0,00725
Tuyau 97	242,5	160	-33,17	1,65	0,03575
Tuyau 100	301	90	0,58	0,09	0,00023
Tuyau 11	565	110	-7,37	0,78	0,01329
Tuyau 101	165	250	-60,04	1,22	0,01084
Tuyau 7	50	125	12,93	1,05	0,0205
Tuyau 46	220	160	9,42	0,47	0,00293
Tuyau 91	236	110	9,11	0,96	0,02024

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.

IV.3.3/ résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe et incendie.

Tableau IV -4 : Les pressions aux nœuds

ID Noeud	Altitude m	Demande Base l/s	Pression m
Noeud 1	184	3,08	35,90
Noeud 2	172,5	19,74	45,36
Noeud 3	134	12	52,53
Noeud 4	132	4,65	84,62
Noeud 5	130	7,03	26,62
Noeud 6	130,5	8,72	25,90
Noeud 7	135	6,47	20,71
Noeud 8	111,500	4,39	42,56
Noeud 9	113,740	9,73	38,58
Noeud 10	101	7,37	43,81
Noeud 13	101,810	4,80	34,76
Noeud 14	97,500	3,41	38,67
Noeud 15	96,800	1,5	39,35
Noeud 16	96,410	6,75	39,68
Noeud 17	93,850	7,90	42,22
Noeud 18	91,320	7,10	44,53
Noeud 19	90,400	7,13	45,38
Noeud 20	89,100	2,33	46,44
Noeud 21	101,890	6,98	35,34
Noeud 22	98,880	5,53	39,32
Noeud 23	96,000	7,15	40,39
Noeud 24	93,730	4,79	42,41
Noeud 25	126	5,87	15,19
Noeud 26	112,730	3,93	27,97
Noeud 27	113,330	2,96	27,07
Noeud 28	109,170	5,86	30,67
Noeud 29	101,910	4,06	36,45
Noeud 30	101,550	1,69	36,71
Noeud 31	106,770	4,76	33,04
Noeud 32	101,780	4,79	37,35
Noeud 33	96,800	4,27	42,09
Noeud 34	94,040	1,79	44,74
Noeud 35	125	5,16	17,15
Noeud 36	114,990	8,01	26,61

Suite de tableau (Tableau IV -4)			
ID Noeud	Altitude m	Demande Base l/s	Pression m
Noeud 37	106,400	4,94	32,97
Noeud 38	109,340	6,78	31,60
Noeud 39	105,990	6,20	34,91
Noeud 40	94,010	5,43	46,66
Noeud 41	92,440	5,97	48,23
Noeud 42	101,550	5,58	39,18
Noeud 43	105,210	1,83	35,61
Noeud 44	92,400	4,87	48,31
Noeud 45	91,870	8,78	47,91
Noeud 46	89,9	3,56	49,02
Noeud 47	92,000	3,78	46,75
Noeud 48	102	7,71	49,61
Noeud 49	101	15,20	47,16
Noeud 50	102	10,54	35,56
Noeud 51	104	9,35	33,67
Noeud 52	106,5	4,29	46,24
Noeud 53	105	3,02	47,85
Noeud 54	107	2,62	46,02
Noeud 55	117,5	2,28	35,91
Noeud 56	124	18,7	29,51
Noeud 57	125	1,73	29,14
Noeud 58	119,250	4,04	35,62
Noeud 59	127	8,49	29,59
Noeud 60	100,5	2,96	52,21
Noeud 61	131	8,42	27,94
Noeud 62	109,900	2,35	48,79
Noeud 63	136,510	7,87	23,90
Noeud 64	114,250	2,44	45,88
Noeud 65	131,790	3,34	31,33
Noeud 66	124,7	6,81	31,11
Noeud 67	182	9,11	37,72
Noeud 68	140	9,11	45,59
Noeud 69	245,000	2,53	3,25
Noeud 70	238	8,88	9,99
Noeud 71	225	4,11	21,67
Noeud 72	225	10,01	21,72
Noeud 73	170	9,42	46,39

Suite de tableau (Tableau IV -4)			
ID Noeud	Altitude m	Demande Base l/s	<i>Pression</i> <i>m</i>
Noeud 75	203,5	10,43	41,38
Noeud 76	215	4,89	26,80
Noeud 77	189,350	4,63	51,69
Noeud 79	190	8,3	40,35
Noeud 80	190,450	10,77	51,62
Noeud 81	195	6,81	41,14
Noeud 82	99,520	4,89	38,77
Noeud 83	210	7,24	34,01
Noeud 84	220	0	34,74
Noeud 86	140	0	76,60
Noeud 87	200	5,24	38,75
Noeud 88	92,5	2,96	49,86
<i>Noeud 89</i>	<i>93</i>	<i>3,16</i>	<i>49,95</i>

Interprétation

En cas d'incendie les pressions diminuent, mais elles restent toujours dans la gamme admissible.

Donc le réseau projeté il sera capable de fournir le débit d'incendie sans influence sur les autres consommateurs.

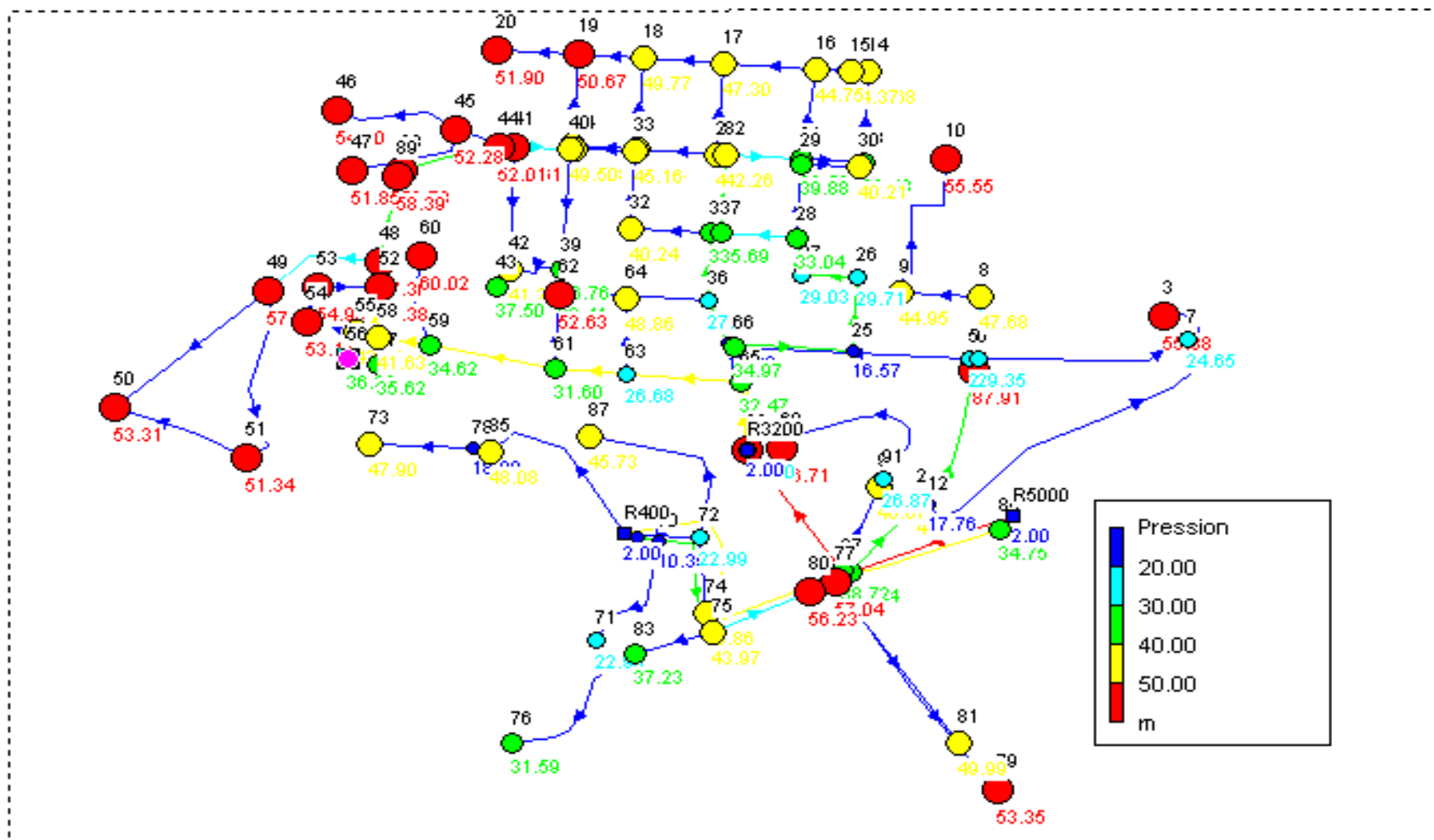


Schéma IV-2 : les pressions aux nœuds dans réseau en 2040 en heure de pointe et incendie

IV.3.4/ résultats de calcul des tronçons pendant l'heure de pointe et incendie.

**Tableau IV -5 Caractéristiques géométriques et hydrauliques
Calculés des tronçons**

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit L/s	Vitesse m/s	Pert.Charge m/m
Tuyau 3	356,60	300	55,21	0,78	0,00349
Tuyau 4	16,28	200	36,70	1,17	0,01332
Tuyau 5	496,46	160	6,48	0,32	0,0014
Tuyau 6	920	200	12,01	0,38	0,00145
Tuyau 8	522,50	160	6,82	0,34	0,00155
Tuyau 9	155,45	160	21,50	1,07	0,01508
Tuyau 10	181,05	160	17,11	0,85	0,00958
Tuyau 15	229	160	7,26	0,36	0,00175
Tuyau 16	33	160	3,84	0,19	0,0005
Tuyau 17	82	125	2,33	0,19	0,0007
Tuyau 18	205	160	1,90	0,09	0,00013
Tuyau 19	175,3	200	10,99	0,35	0,00122
Tuyau 20	142,6	200	6,96	0,22	0,0005
Tuyau 21	178,91	110	2,34	0,25	0,00137
Tuyau 22	139,25	160	-12,06	0,60	0,00478
Tuyau 23	165,12	200	-25,36	0,81	0,00639
Tuyau 24	19,13	250	40,06	0,82	0,00485
Tuyau 25	179,70	160	17,53	0,87	0,01005
Tuyau 26	141,87	160	7,30	0,36	0,00177
Tuyau 27	225,14	110	2,51	0,26	0,00158
Tuyau 28	226,54	110	3,08	0,32	0,00236
Tuyau 29	225,28	160	16,99	0,85	0,00945
Tuyau 30	230,7	125	6,32	0,51	0,00494
Tuyau 31	275	450	154,26	0,97	0,00316
Tuyau 32	273	300	55,26	0,78	0,0035
Tuyau 33	177,22	300	49,38	0,70	0,0028
Tuyau 34	124,60	300	45,44	0,64	0,00237
Tuyau 35	102,6	250	42,48	0,87	0,00545
Tuyau 36	181,66	110	5,76	0,61	0,00816
Tuyau 37	130,02	110	1,70	0,18	0,00073
Tuyau 38	165,20	250	30,85	0,63	0,00288
Tuyau 39	190,72	300	70,32	0,99	0,00565
Tuyau 40	23,06	200	-44,42	1,41	0,01948
Tuyau 41	177,29	160	10,85	0,54	0,00388
Tuyau 42	190	160	6,06	0,30	0,00123

Suite de tableau (Tableau IV -5)					
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit L/s	Vitesse m/s	Pert,Charge m/m
Tuyau 43	137,17	110	1,79	0,19	0,00081
Tuyau 44	120,03	160	-0,63	0,03	0,00001
Tuyau 48	296,28	160	4,80	0,24	0,00078
Tuyau 49	126,74	160	6,16	0,31	0,00126
Tuyau 50	52,72	250	17,17	0,35	0,0009
Tuyau 51	140,52	110	1,83	0,19	0,00085
Tuyau 52	326,44	250	25,79	0,53	0,00202
Tuyau 53	122,5	350	-93,84	0,98	0,00443
Tuyau 55	256	350	145,26	1,51	0,01058
Tuyau 56	160,6	350	134,94	1,40	0,00914
Tuyau 57	304	350	124,16	1,29	0,00774
Tuyau 58	180,61	110	2,36	0,25	0,0014
Tuyau 59	187,06	110	2,44	0,26	0,0015
Tuyau 60	227,5	75	-2,97	0,67	0,01703
Tuyau 61	119	300	112,70	1,59	0,01444
Tuyau 62	67,50	200	33,00	1,05	0,01078
Tuyau 63	65,09	200	31,27	1,00	0,00969
Tuyau 64	65,23	200	12,57	0,40	0,00159
Tuyau 65	110,01	160	10,28	0,51	0,00349
Tuyau 66	91,46	160	7,65	0,38	0,00194
Tuyau 67	140,23	160	4,63	0,23	0,00072
Tuyau 68	65,24	250	75,99	1,55	0,01733
Tuyau 69	283,5	200	35,11	1,12	0,01219
Tuyau 70	486,6	110	9,45	0,99	0,02177
Tuyau 71	321,5	110	-1,10	0,12	0,00031
Tuyau 72	395	110	-10,45	1,10	0,02656
Tuyau 74	109,86	160	16,13	0,80	0,00852
Tuyau 75	36,78	160	6,03	0,30	0,00122
Tuyau 76	273	110	3,56	0,37	0,00315
Tuyau 77	290	110	3,79	0,40	0,00355
Tuyau 78	123,7	250	-75,65	1,54	0,01718
Tuyau 79	236	300	86,96	1,23	0,00862
Tuyau 80	462,14	110	9,11	0,96	0,02024
Tuyau 81	636	110	8,30	0,87	0,01682
Tuyau 83	179,72	160	12,13	0,60	0,00484
Tuyau 84	375	110	4,89	0,52	0,0059
Tuyau 85	522	110	-6,81	0,72	0,01136
Tuyau 87	18,8	500	347,83	1,77	0,00915
Tuyau 89	305	200	30,52	0,97	0,00923

Suite de tableau (Tableau IV -5)					
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit L/s	Vitesse m/s	Pert,Charge m/m
Tuyau 92	638	300	92,64	1,31	0,00977
Tuyau 93	223	110	-2,91	0,31	0,00211
Tuyau 94	142	160	-18,17	0,90	0,01079
Tuyau 95	52,5	300	66,09	0,93	0,00499
Tuyau 96	366	250	53,09	1,08	0,00848
Tuyau 98	29,65	300	86,79	1,23	0,00858
Tuyau 99	315	110	4,11	0,43	0,00418
Tuyau 82	367	600	437,87	1,55	0,00553
Tuyau 2	20	350	181,00	1,88	0,01641
Tuyau 45	380	500	329,60	1,68	0,00822
Tuyau 54	170	350	-148,60	1,54	0,01107
Tuyau 86	402	90	5,25	0,82	0,01981
Tuyau 88	500	160	9,42	0,47	0,00293
Tuyau 90	227	200	-27,04	0,86	0,00725
Tuyau 97	242,5	160	-33,17	1,65	0,03575
Tuyau 100	301	90	0,58	0,09	0,00023
Tuyau 11	565	110	-7,37	0,78	0,01329
Tuyau 101	165	250	-60,04	1,22	0,01084
Tuyau 7	50	125	12,93	1,05	0,0205
Tuyau 46	220	160	9,42	0,47	0,00293
Tuyau 91	236	110	9,11	0,96	0,02024

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 2m /s

IV.4/ amélioration de la source d'eau.

Dans le chapitre N°2 le calcul des besoins en eau a montré un déficit important en matière de source, la source existantes ne fournies pas les besoins de la ville a l'heure actuelle, par conséquent cette source a long terme sera encore insuffisante.

Pour remèder a ce problème de source, nous proposons d'exploiter les eaux de barrage de BOUROUMI a l'alimentation en eau potable non seulement de la ville d'El-Affroun mais aussi de Mouzaia, Chiffa et si l'investissement il est important on peut aller jusqu'au l'alimentation de la ville de Blida, sachant que les villes citées avant ont le même problème de source qu'El-Affroun notamment en été.

Conclusion

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 a fournir le débit d'incendie sans influence sur les autres consommateurs.

Le barrage de BOUROUMI sera la seule source possible pour satisfaire les besoins actuels et futurs.

V.1/Introduction :

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

V.2/ Les actions reçues par les conduites :

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

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

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

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

V.3.2/ Pose selon la nature des conduites :

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

V.3.3/ Traversées de routes :

Nous avons dans le cas de notre agglomération la traversée d'une route à deux endroits. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible.

Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation des chocs et vibration, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum de un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

V.4/ Exécution des travaux :

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

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

V.4.1 Vérifications et manutentions des canalisations :

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

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

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

Largeur du fond de la tranchée :

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

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

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

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

Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites par exemple dans notre cas, nous avons aussi le réseau d'assainissement.

L'excavation nécessite donc la détermination de deux paramètres tels que :

Profondeur de la tranchée « H_{tr} »

Largeur de la tranchée « b »

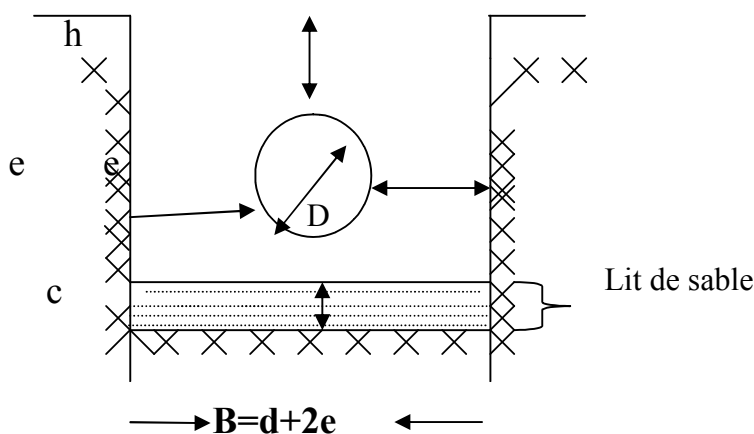


Schéma V-1 : schéma d'une tranchée

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

Avec :

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

c : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

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

V.5/ choix des engins de terrassement :

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Les pelles hydrauliques.
- Le bulldozer.
 - La pelle hydraulique sera utilisée dans l'opération suivante :
- Creusement des fouilles.
- Creusement de tranchées.
- Chargement des débris et de déblais.
 - Le bulldozer sera utilisé dans les opérations suivantes :
- lame sur sol pour débroussailler.
- lame élevée pour abattement des arbres.
- lame sur sol pour pousser les masses (remblayer la tranchée)
- lame au sol pour niveler le remblai avant compactage.

V.5.1/ Définition de la pelle hydraulique :

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

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

Godet normal pour travail en butée.

Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

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

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

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

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

V.5.2/ Définition du Bulldozer :

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

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

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

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

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

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

Les caractéristiques de la pelle rétro sont :

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

V.6/ La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;

Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;

Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;

Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

V.6.1 / Assemblage des conduites :

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

Soit une emboîture pour assemblage par collage à froid ;

Soit une emboîture munie d'une bague en élastomère (assemblage par bague de joint d'étanchéité).

Soit les raccords par électro-manchons (soudage à l'aide d'un manchon en polyéthylène). Cette tâche doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien

des tançons de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de la tranchée.

V.6.2/ Epreuve des joints et canalisations principales :

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

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

V.6.3/ Epreuve des robinets vannes :

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

S'il est jugé utile les robinets vannes sont essayés, une première fois, en laissant la vanne levée après avoir appliqué une plaque pleine sur une face et une seconde fois en retirant la plaque et en fermant la vanne. La pression d'épreuve est celle de canalisation où est inclus le robinet vanne essayé.

V.6.4/ Epreuve des branchements et raccordements :

Les branchements particuliers sont éprouvés par la mise en pression à la pression de service avant le remblaiement de la tranchée. Les raccordements

alimentant les appareils publics d'utilisation de l'eau doivent subir les épreuves que la canalisation principale.

V.7/ Remblaiement des tranchées :

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0,15 m au-dessus de la génératrice supérieure est effectuée manuellement avec de la terre des déblais expurgée de tous éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tout matériau pulvérulent convenable. A l'aide des engins on continue ensuite à remblayer par des couches successives de 25 cm compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Pour les canalisations en polyéthylène, le remblaiement ne doit s'effectuer qu'avec les plus grandes précautions si la température est inférieure à 0°C. A partir de hauteur précédemment fixée, le remblaiement peut se poursuivre, soit manuellement, soit à l'aide des engins mécaniques, tous bloc de roches ou de détritiques est à exclure.

Conclusion :

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude de réseau d'alimentation en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau.

Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter des éventuelles fuites au niveau des joints où des conduites avant le remblaiement définitif. Il est à signaler que la profondeur de la tranchée ne suscite pas des efforts importants vu l'absence de la remontée de la nappe ; ce qui nous facilite les différents travaux après la pose de canalisation.

VI.1/Introduction :

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

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

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

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

VI.2/Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

VI.2.1/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.

VI.2.2/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.)

VI.2.3/ Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;

- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

VI.2.4/ Liste des actions dangereuses :

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

VI.3/Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VI.3.1/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.)

VI.3.2/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.

VI.3.3/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 rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VI.3.4/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.

VI.3.4/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.

VII.1/ courbe caractéristique d'un nœud

VII.1.1/Introduction

Le développement, les extensions irrégulières des agglomérations et les caractéristiques des habitations rendent les habitudes de consommations de plus en plus difficile à connaître et perturbent énormément la loi de consommation d'eau en fonction de la longueur des canalisations. Malgré l'approximation faite sur la détermination des débits de dimensionnement, l'influence reste quand même très pertinente sur la détermination de la pression de service, qui est elle-même variable dans le temps, dans chaque nœud.

Cette pression, paramètre hydraulique fondamental, est un outil de travail permettant de tracer la caractéristique de chaque nœud en fonction du débit. Cette caractéristique permet, sur la base de la loi de variation de charge au nœud en fonction du débit, de connaître la capacité du nœud en terme de débit et de pression. Elle ressemble à celle d'une pompe.

A travers cette étude, différents cas de comportement de la pression au nœud par rapport à la pression demandée seront étudiés. Il convient de souligner que ces courbes caractéristiques des nœuds sont obligatoires à faire par le maître de l'œuvre pour être remises au maître de l'ouvrage. Ce dernier les mettra à la disposition de l'entreprise chargée de la gestion des réseaux d'eau potable. Chose qui ne se fait pas actuellement en Algérie

VII.1.2/ caractéristiques nodales

Un nœud d'un réseau de distribution d'eau potable est caractérisé par un débit de consommation variable en fonction de la demande et la pression de service qui diminue quand le débit soutire augmente. Cette diminution est la conséquence de l'influence des pertes de charge engendrées par le débit distribué au niveau du nœud. Il faut préciser que le degré de variation de la pression au nœud, dans le sens de diminution, est fonction de l'éloignement du nœud correspondant par rapport au réservoir et de la configuration en accessoires des

réseaux verticaux. Le mode de fonctionnement hydraulique d'une conduite influe énormément sur la variation de la pression.

Ainsi, un ingénieur gestionnaire ne se prononce sur l'autorisation d'un branchement ou d'adjonction d'un suppresser que sur consultation de la courbe caractéristique du nœud lui donnant tous les renseignements concernant la loi de variation de la pression compatible avec la demande de branchement

VII.1.3/ étude de la variation de la pression au point de branchement

L'étude de cette loi permet à partir de l'ensemble des données recueillies d'assurer de bonnes conditions de fonctionnement hydraulique général du système de la chaîne de distribution : production / adduction / stockage / distribution. Pour étudier la loi de variation de pression d'un nœud, on doit connaître :

La pression maximum absolue : qui est obtenue pour un débit théorique nul, correspondant à la pression statique au niveau du trop plein du réservoir.

La pression moyenne horaire : qui correspond au débit moyen horaire. Cette pression théorique est loin d'être stable à cause des irrégularités de la consommation

La pression minimum horaire : qui correspond au débit maximum horaire.

Cette dépendance pression-débit n'est autre que la caractéristique du nœud qui ne pourra être obtenue qu'à partir d'une étude complète c'est-à-dire : étude du réseau pour $Q_{\max h}$, $Q_{\text{moy } h}$ et $Q_{\min h}$. cette dépendance a l'allure suivante :

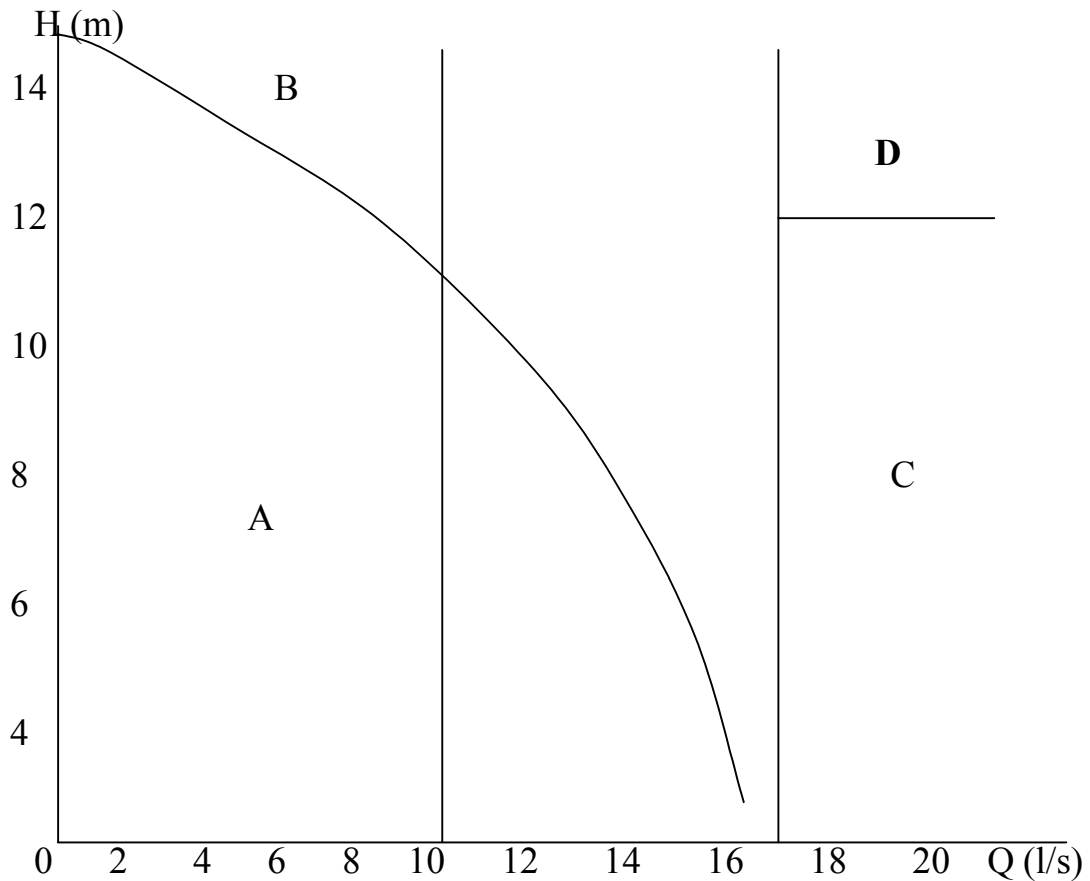


Schéma V-1 : Courbe caractéristique du noeud

VII.1.4/ Corrélation courbe caractéristique - installations

Une installation, a usage hydraulique, est raccordé a un réseau fonctionne dans une fourchette de couple débits – pression. La compatibilité de la pression au noeud a celle de l'installation limite tous désagrément. Sur la courbe caractéristique, on délimite 4 zones A. B. C. D qui seront étudiées ci après

VII.1.4.1/ le débit d'installation Q_x ($0 < Q_x < Q_{MAX}$) :

Du point de vue débit, les caractéristiques du réseau rependent favorablement à l'installation.

A. (Q_x ; H_x) en zone A. Les caractéristiques du réseau conviennent a l'installation a la seul condition que l'écart entre la pression du réseau et la pression d'installation soit tolérable sinon il faut la réduire en utilisant la technique la plus favorable a l'installation.

B. ($Q_x ; H_x$) en zone B. les caractéristiques du réseau sont insuffisantes. La pression H_x de l'installation se trouve au dessus de la courbe caractéristique du réseau. Dans ce cas, il faut augmenter la pression du réseau de Δh afin de la ramener à la pression de l'installation H_x .

C. ($Q_x ; H_x$) sur la courbe caractéristique. Les caractéristiques du réseau coïncident exactement avec celle de l'installation, c'est l'idéal.

VII.1.4.2/ le débit d'installation Q_x ($Q_x > Q_{MAX}$) :

Deux cas auxquels l'ingénieur devra trouver de solutions.

A. ($Q_x ; H_x$) en zone C. Les caractéristiques du réseau sont insuffisantes. La seule solution possible est de stocker l'eau aux heures creuses pour en déposer aux heures de pointe. Plusieurs solutions s'offrent à l'ingénieur.

- a) Stocker dans des réservoirs surélevés.
- b) Stocker dans des réservoirs hydropneumatiques.
- c) Stocker dans des réservoirs bas sans pression aux heures creuses et créer Q_x . H_x aux heures de pointe.

La solution a et b sont possibles que si la grandeur H_x est située au dessous de la courbe caractéristique.

Si ce n'est pas le cas, seule la solution c est réalisable. Il convient de souligner qu'il faut ramener Q_x de l'installation au débit d'heures creuses selon la possibilité du réseau

- d) **B. ($Q_x ; H_x$) en zone D.** La seule solution est de stocker dans des réservoirs bas sans pression aux heures creuses et créer Q_x . H_x aux heures de pointe.

Résumons cette étude du couple débit – pression dans les tableaux suivants.

Tableau V-1 : Zone de variation du débit Q_x appeler

H_x	Q_x	$0 < Q_x < Q_{MAX}$	
	position	A	B
H réseau > H_x avec excès	1	1	2 0
H réseau < H_x sans excès	3	0	4 0
H réseau = H_x	5	1 ; 0	6 0
H réseau < H_x	7	0	8 1

Tableau V-2: Zone de variation du débit Q_x appeler ($Q_x > Q_{max}$)

H_x	Q_x	$Q_x > Q_{max}$	
	position	C	D
H réseau > H_x		1	0
H réseau < H_x		0	1

VII.1.5/ Analyse de l'étude

Pour $Q_x > Q_{max}$: la seule solution possible est de stocker pendant les heures creuses avec un débit $Q_c < Q_x$ pour créer Q_x . H_x . a défaut de cette solution, il faut rechercher une source d'eau suffisante répondant aux conditions de l'installation (tableau V-02).

L'étude du tableau N°01 nous dicte la conduite à tenir suivante :

- Soit case 5, 6 ou H réseau = H_x (idéal).
- Soit case 3, 4 ou H réseau = H_x sans excès.
- Soit case 1 vers 3 ou 9 (réduction de pression).
- Soit case 8 vers 6 ou 4 (augmentation de la pression).

VII.1.6/ Conclusion

a travers cette étude, il a été développé une analyse d'une étude de la courbe caractéristique des nœuds en vue de doter les responsables gestionnaires des réseaux d'eau potable d'une méthodologie de travail leur permettant de mieux gérer en étudiant au cas par cas tous les piquages de gros consommateurs. En fonction de la demande en eau (débit) et en pression des installations, différentes zones ont été considérées afin de situer la plage de compatibilité de fonctionnement de l'installation.

Cette étude est d'un intérêt pratique important, car elle permet de prévoir et de limiter le dysfonctionnement des installations voir même leur endommagement.

Avec ces courbes caractéristiques, le gestionnaire sera en possession d'un carnet des nœuds de son réseau lui permettant d'ordonner des piquages sans aucune répercussion éventuelle sur le rendement du réseau.

Cette étude trouve également son utilité lors de l'utilisation des compresseurs afin d'éviter leur surdimensionnement qui est synonyme de surconsommation en énergie électrique.

Conclusion générale

A travers cette étude, nous avons trouvé que le problème de l'insuffisance d'eau dans la ville d'El-Affroun est un résultat d'une réunion de plusieurs facteurs.

Le premier facteur c'est l'insuffisance de la source, cette insuffisance elle-même revient à des causes, parmi eux :

1. la ville d'El-Affroun se situe dans une région loin de la réserve importante de la nappe de la Mitidja, les forages qui sont situés sur la ligne El-Affroun, Mouzaia, Chiffa, Blida sont pratiquement de débit faible, par contre les forages qui sont situés au piedement de l'Atlas blidien ont des débits importants.

2. la concurrence des forages illégaux pour l'irrigation.

Le deuxième facteur c'est le réseau qui apparaît mal dimensionné et ne fonctionne pas normalement surtout par rapport à la vitesse et la pression.

Le troisième facteur c'est les abonnés qui ont participé à cette situation par les piquages illicites qui laissent derrière eux des fuites.

Le dernier facteur c'est la mauvaise gestion du réseau et l'extension aléatoire qui se fait sans étude.

Pour améliorer la situation actuelle on a proposé des solutions et des outils d'aide pour permettre aux gestionnaires de mieux gérer le réseau.

En fin on peut dire qu'on a réussi à répondre à la question posée dans l'introduction, pour quoi n'y a-t-il pas d'eau à la ville d'El-Affroun ?

Références bibliographiques :

- *DUPONT A Hydraulique urbaine (tome 1 et 2). Edition Eyrolles (1979)
- * LAAROUSSI MOHAMED (A.D.E) rapport de production mensuelle
- *colloque organiser par l'ENSH année 2000.
- *manuel d'utilisation d'EPANT.
- *www.reducteur de pression.
- * hydraulique urbaine ; auteur JACQUES BONNIN.
- * mémento du gestionnaire de l'AEP et de l'assainissement ; édition lyonnaise des eaux.

Mémoires de fin d'études :

- *MEMOU Abdelghani. Mémoire de fine d'études :Etude de diagnostic du réseau d'AEP de la veille de BENITAMOU
(Wilaya de Blida) ENSH 2002
- *DEBIEB Farid .Mémoire de fine d'études AEP des deux veilles : Seghouane et Tletat et Douair (wilaya de Médéa)
ENSH 1995
- *Halimi hassene. Contribution d'un système d'AEP, plan de masse d'El-Affroune. ENSH 2002