

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Optimisation du fonctionnement du réseau d'A.E.P de Fouka à l'aide de modèles numériques (w. Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-09

APA Citation (APA توثيق):

Ibrahim, Abakar Nassour (2009). Optimisation du fonctionnement du réseau d'A.E.P de Fouka à l'aide de modèles numériques (w. Tipaza)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنظيم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ENSH-BLIDA**

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

OPTION: Conception des systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME:

**OPTIMISATION DU FONCTIONNEMENT DU
RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE
LA VILLE DE FOUKA PAR DES MODELES
NUMERIQUES(W.TIPAZA)**

PRESENTE PAR:
Mr IBRAHIM ABAKAR NASSOUR

PROMOTEUR:
M^r AMMARI ABDELHADI

Devant le jury composé de:

President: M^r O. KHODJET-KESBA

EXAMINATEURS: M^{me} K. ZERHOUNI
M^r A. AYADI
M^{me} L. CHENINI
M^r M. DJELLAB
M^r M. LAIDI

Juillet 2009

REMERCIEMENTS

JE remercie DIEU de m'avoir donné le courage et la volonté de pouvoir accomplir ce travail.

Mes remerciements vont particulièrement à ma mère et à mes frères et sœurs pour leur soutien et leurs encouragements.

Je tiens à remercier mon promoteur Mr. AMMARI Abdelhadi pour avoir encadré mon travail et m'avoir beaucoup aidé par ses orientations et ses précieux conseils pour l'élaboration de cette étude.

Je remercie également Mr. OULLARBI et Mr. HACHEMI pour les consultations et les conseils qu'ils m'ont prodigué durant la réalisation de mon projet.

*Je remercie évidemment le Président et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail
J'adresse mes remerciements à tous les enseignants de l'ENSH et de l'UNIVERSITE IBNI KHALDOUN DE TIARET pour la formation de qualité qu'ils m'ont offert*

Je remercie Mr AZZAZ Sofiane pour m'avoir accueilli au sein de l'ADE et m'avoir beaucoup aidé.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui m'ont conseillé, qui se sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui, je l'espère me pardonneront de les avoir oubliées.

Dédicace

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

-mon feu père ,que la terre lui soit légère ;

-ma chère mère

-tous mes frères en particulier Mht Kouba,Mht Ali et Mahamoud qui m'ont beaucoup aidé ;

-à toutes mes sœurs plus particulièrement Amma que j'aime tant ;

-à toute la famille Kamini Nassour ;

-à tous mes proches parents maternels et paternels ;

-à mon fils Abdelkerim Ismail Arim

-à la famille Hadjadj en particulier Khaled et Mariam ;

-à tous mes collègues de classes en particuliers

ferhati,Arezki,Amina,Samira,Nassima,Houcein,Hanane,Latifa,

Wassila,Lol,Bassit,Elguizi,Bahia,Abderahim,Bechir surtout pour leur aide le jour de ma soutenance sans oublier

Mahboub,Abdelsalam,JMK,Immi,Neine,Moussa,Lamine et Abdoulaye

-à tous ceux qui souffrent du manquant d'eau

ملخص :

الماء عنصر أساسي للحياة, ويجب على الإنسان المحافظة عليه وذلك بالتسيير الأمثل في استعماله هدف هذا العمل هو تحسين سير شبكة المياه الصالحة للشرب لمدينة فوكة (ولاية تيبازة) بنماذج رقمية. وهكذا قمنا بالحساب ثم تحسين ثوابت الشبكة مثل التدفق و الضغط والسرعة بواسطة برنامج EPANET وبواسطة البرنامج الذي قمنا بإعداده. وفي الأخير قمنا بالمقارنة بين النتائج المتحصل عليها بكل الطريقتين.

Résumé :

L'eau est une nécessité vitale, de nos jours l'homme doit la préserver mais aussi mieux la gérer dans des conditions optimales.

Notre travail a pour objet l'optimisation du fonctionnement du réseau de la ville de Fouka par des modèles numériques. Ainsi nous avons calculé puis optimisé les paramètres du réseau tels que les débits, les pressions et les vitesses par le logiciel EPANET et par un programme de calcul que nous avons élaboré.

Enfin nous avons comparé les résultats obtenus par les deux modèles

Abstract:

Water is a vital need, nowadays people must preserve it but manage it during optimal conditions.

Our work is aimed at optimizing the operational networking the town of Fouka with digital models.

Hence, we have calculated and optimized the network parameters such as flow rate, pressure and velocity by using the EPANET software and a calculating program that we have elaborated.

Finally, we have compared the results obtained by the two models.

Chapitre I

I -1 : Situation géographique :	2
I -2 : Données naturelles du site :	3
I -2-1 : Topographie et relief :	3
I -2-2 : Géologie du site	4
I-2-3 :Géotechnique	4
a/ Classe favorable	4
b/ Classe moyennement favorable :	5
c/ Classe à propriétés variables	5
d/ Classe Médiocre à Défavorable	5
I-2-4 SISMICITE ET RISQUE SISMIQUE	6
I -3 : Situation climatique	8
I -3-1 : La température	8
I -3-2 : Les vents	9
-3-2 : L'humidité	9
I -3-3 : La pluviométrie	9

Chapitre II

II.1. INTRODUCTION	12
II.2. METHODES ANALYTIQUE	12
II.2.1. Méthode de HARDY-CROSS	12
a) Principe de la méthode de HARDY-CROSS	14
b) Exemple d'application	17
II.2.2. Méthode de WOOD ET CHARLES	18
a) Principe de la méthode WOOD ET CHARLES	18
II.2.3 Méthode de NEWTON-RAPHSON	25
a) Principe de la méthode NEWTON-RAPHSON	25
b) Exemple d'application (version améliorée)	29

II.3. METHODE GRAPHIQUE.....	31
II.3.1. Courbe caractéristique d'une canalisation.....	31
a) Canalisation assurant un service d'extrémité.....	31
II.3.2. Caractéristique résultante de canalisations.....	32
a) Canalisations disposées en série.....	32
b) Canalisations disposées en parallèle.....	33
c) II.3.3. Exemple d'application.....	34
II.4. METHODES EXPERIMENTALES PAR ANALOGIE.....	37
II.4.1. Analogie hydraulique ou pneumatique.....	37
II.5. CONCLUSION.....	40
Chapitre III	
III.1/ Introduction.....	42
III.2/ Estimation quantitative des consommations et besoins en eau...42	
<i>III.2.1/ Estimation actuelle :</i>	42
<i>III.2.1.1/ Estimation de la consommation actuelle sur la base des volumes d'eau facturés :.....</i>	43
a- Consommation domestique.....	44
b- Consommation commerciale	45
c-Consommation administrative.....	45
d- Consommation industrielle.....	46
<i>III-2-1-2/ Construction des courbes de consommation.....</i>	46
<i>III.2.1.2/ Estimation de la consommation actuelle sur la base des besoins théoriques :.....</i>	49
a- Consommation domestique :.....	49
b- Consommation commerciale	50
c- Consommation administrative	51

d- Consommation des activités culturelles culturelles et sportives :.....	52
e- Consommation du secteur éducatif	53
f- Résumé des consommations pour chaque secteur	53
III.2.2/ Estimation prévisionnelle.....	55
a- Consommation domestique :	56
b- Consommation commerciale	57
b- Consommation administrative	57
d- Résumé des consommations pour chaque secteur.....	58
COURBES DE CONSOMMATION.....	58
III.3/ Bilan de la production	62
III.4/ Conclusion:	66
Chapitre IV	
IV.1/ Introduction :.....	67
IV.2 Présentation du réseau d'A-E-P DE LA VILLE DE FOUKA:.....	67
IV.3. ETAT DE FAIT :.....	67
IV.3.1.CHEF LIEU	68
IV.3.2.AGGLOMERATION SECONDAIRES :	68
FOUKA MARINE	68
HAI BOUGARA	68
IV.3.3.ZONE EPARSE	68
IV.4. Production.....	69
IV.4.1.Système de Kolea.....	69
c- Station de pompage de Koléa.....	69

c- Adduction	70
<i>IV.4.2. Système de Berbessa.....</i>	<i>70</i>
<i>a-Un champ de captage de forages</i>	<i>70</i>
<i> a- Station de pompage de Berbessala.....</i>	<i>71</i>
<i>c-Adduction.....</i>	<i>71</i>
IV.5.LES CAPACITES DE STOCKAGE.....	72
IV.5.1.RESERVOIR 5000 m3 :.....	72
IV.5.2.RESERVOIRS R1250 m3 et 2000 m3	72
IV.6.Diagnostic du réseau d’AEP existant	73
<i>III.6.1/ Diagnostique général.....</i>	<i>73</i>
<i>III.6.2/ Diagnostique physique</i>	<i>73</i>
<i>III.6.3/ Diagnostique hydraulique.....</i>	<i>76</i>
<i>III.6.3.1/ Calcul des débits :</i>	<i>76</i>
a. Débit moyen journalier	76
b. Débit maximal journalier	76
c. Débit moyen horaire	77
d. Débit maximal horaire	77

Introduction

L'eau est considérée partout dans le monde comme source de la vie. Mais on constate que l'or bleu est très mal géré pour diverses raisons. Les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés à la nécessité de faire des prévisions d'évaluation de la demande en eau. Il est clair que parmi les paramètres qui conditionnent la demande en eau, le contexte économique et social pèse de façon déterminante ainsi que la politique mise en place dans le secteur de l'eau. Pour arriver à desservir les populations en eau potable les gérants des réseaux doivent faire preuve d'ingéniosité en ce qui concerne la connaissance du réseau, de son fonctionnement hydraulique et les infrastructures en place sans pour autant perdre de vue les contraintes auxquelles ils doivent faire face (fuites, picage frauduleux, travaux anarchique, importance du réseau etc...)

Pour le cas précis de la ville de Fouka il se pose le problème suivant :

- Il y a superposition de deux réseaux, à savoir l'ancien et le nouveau ce qui implique une gestion très difficile ;
- Les pertes d'eau sont importantes notamment l'eau qui stagne dans les canalisations ;
- Il existe beaucoup de points noirs dans le réseau ;
- La production réelle dépasse la demande mais la ville n'a pas d'eau en H24 ;

Que faire pour palier à tous ces problèmes ?

Pour atteindre ces objectifs les gérants des réseaux d'AEP doivent avoir recours à l'outil informatique qui devient de nos jours incontournable.

L'utilisation croissante des outils informatiques au sein des exploitations et des bureaux d'études a permis le développement d'une offre de produits très compétitifs de conception, de dimensionnement, de planification, d'exploitation et de maintenance. D'où l'intérêt de notre travail qui consiste à comparer les performances des logiciels existants et un modèle élaboré spécialement pour le réseau en question.

CHAPITRE I: DESCRIPTION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Situation géographique :

Les délimitations du domaine se présentent comme suit :

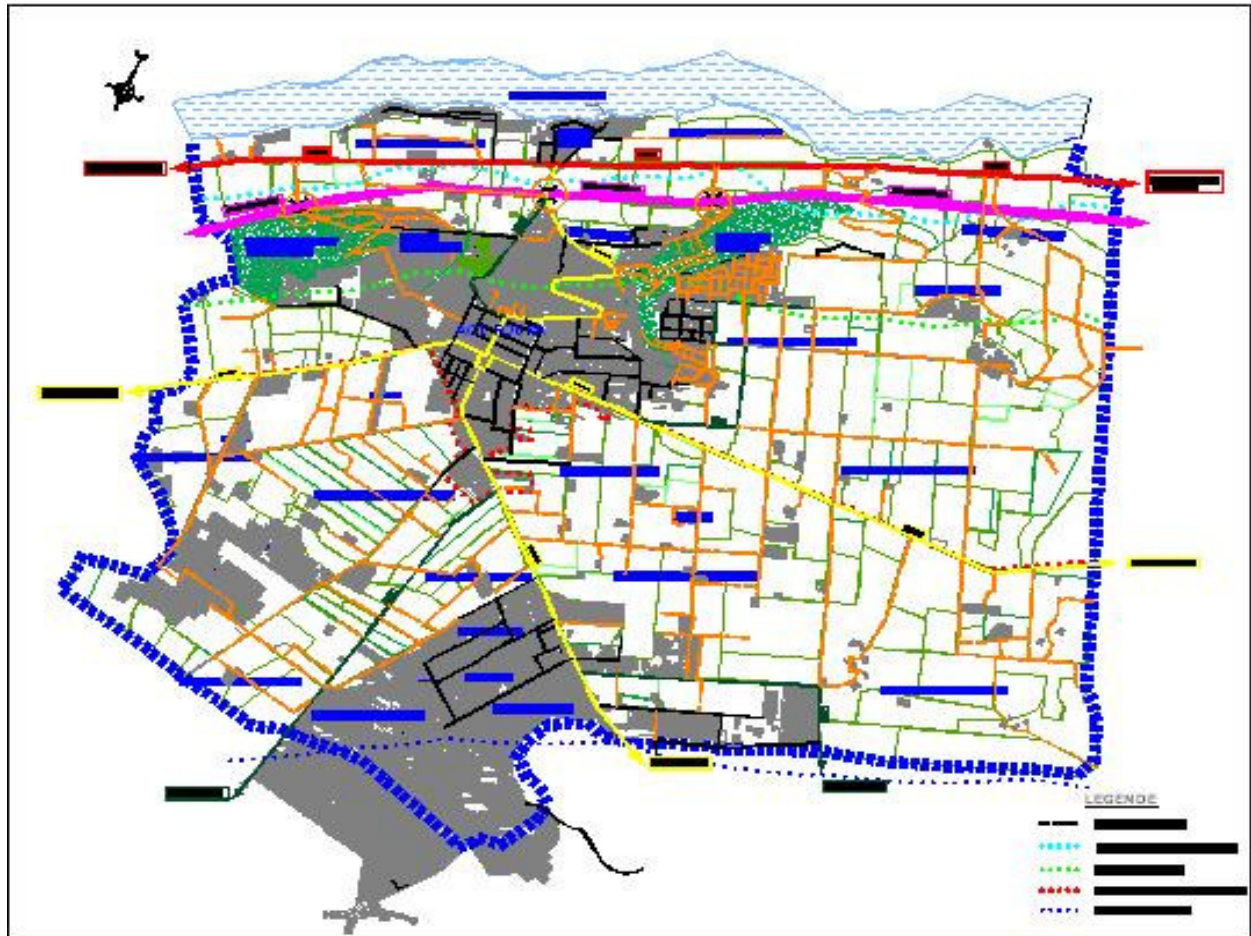


Figure I.1. le plan de la ville de Fouka

Fouka est l'une des communes côtières de la wilaya de Tipaza ,elle à été érigé en chef lieu de daïra après le nouveau découpage territoriale et conformément au décret exécutif n° 91.306 du 24 Août 1991

La ville de Fouka situe sur la cote méditerranéenne et se trouve à 40 Km à l'ouest d'Alger dans la Wilaya de Tipaza. Elle s'étend sur 12.73Km² Traversée par la route nationale RN 11.

La commune de Fouka est composée :

- du chef lieu situé au centre de la commune;
- de deux agglomérations secondaires :

Fouka Marine située sur la partie littorale au nord de la RN 11;

Communal sud situé au sud ouest de la commune ;

-de la zone éparsée composée de hameaux suivants qui se situent sur les terres agricoles :

domaine ressam, domaine Touchi ,domaine O'lak, domaine Bounaama,domaine Hamrat, domaine Mazouna, domaine Hadli, domaine Haoua ,domaine Daoudji, domaine Ben Henni1 et2, domaine Ouamer (zone d'habitat illicite)

D'après la carte d'état majeure ces coordonnées Lambert sont :

X= 504 et Y= 373,5

La commune de Fouka est limitée :

- Au Nord par la Mer Méditerranée .
- Au Sud par la commune de Koléa .
- A l'Est par la commune de Douaouda .
- A l'Ouest par la commune de Bousmail .

I.2. Données naturelles du site :

I.2.1. Topographie et relief :

La topographie joue un rôle très important dans la conception du projet.

Le territoire de la commune de Fouka est très varié, et présente un plateau au Nord (Fouka Marine) de 20m d'altitude, en remontant vers le Sud on rencontre un relief très accidenté de 116m d'altitude à Fouka Ville ,puis le terrain monte en pente légère (inférieur à 4%) jusqu'à la cité de Saighr de 170m d'altitude.

I.2.2. Géologie du site :

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation de tout projet d'AEP, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

Les sols de la ville de Fouka sont peu profonds avec une texture variable selon la topographie de sableux argileuse à sableux limoneuse et parfois limoneux argileuse

La géologie de Fouka est surtout caractérisée par des dépôts pliocène et quaternaire.

Seule le Miocène est l'assise dont on bénéficie de certains affleurements.

Les affleurements sont observés du plus récent au plus ancien.

Du sommet à la base, on distingue :

- Les argiles rouges à galets.
- Les Galets et Les graviers constituant la réserve aquifère principale (5 à 20m d'épaisseur) .
- Les argiles sableuses, avec l'intercalation de quelques lits de graviers.
- Le substratum est constitué par des terrains marneux crétacés pour l'essentiel, et de calcaire éocène.

I.2.3.Géotechnique

La carte géotechnique a été obtenue au croisement de plusieurs paramètres qui sont les pentes, la géologie et la profondeur de la nappe. Nous avons ainsi pu déterminer quatre classes de terrains qui s'échelonnent selon les capacités géotechniques.

a/ Classe favorable :

Présentant une bonne assise, elle correspond à la zone de dunes consolidées, lapidifiées. Il peut y avoir une induration de blocs de grés en partie supérieure. La grésification est variable selon les lieux sous formes de bancs discontinus passant à des sables grossiers et à des grés bréchoides par endroits et à des boules imparfaites et faibles à d'autres. Les limons argilo sableux avec graviers, ayant une assise solide. Ces terrains présentent une bonne assise de fondation, qui est apte à l'urbanisation. Ces limons ont une densité et une plasticité moyenne. Elles se trouvent dans des terrains plats en générale où les pentes sont très douces « les pentes faibles de 0 à 15% » à l'exception dans l'Astien, ces terrains sont aptes à l'urbanisation, leurs pentes sont de 15% à 20% mais qui ne modifient en rien à l'aptitude de ces terrains. Les fondations seront de types isolées, à faible profondeur.

b/ Classe moyennement favorable :

C'est une zone de sables argileux de bonne densité, moyennement plastique et de dépôt caillouteux. Cette formation a une pente assez favorable à l'urbanisation. Elle regroupe les terrains dunaires sur le littoral, dont les pentes sont de 3% à 8% et les formations d'alluvions anciennes qui forme la reliure parallèle à la ville pour les pentes de 3% à 15%. Dans ces sables argileux la nappe phréatique est assez profonde. Les constructions pourraient se faire en gradins de façon à respecter le relief et protéger la vue panoramique.

c/ Classe à propriétés variables :

Elle correspond aux argiles Sahéliennes et aux marnes du Carténien pour les pentes de 8% à 12%, sur le flanc Sud de la corniche et où l'installation humaine s'est développée. Ces marnes grises peuvent contenir des lits de sable et une induration confortant ainsi les caractéristiques géotechniques.

Le terrain est couvert, donc nous pouvons rien affirmer, il faudra une étude géotechnique in situ.

L'assise de fondation peut-être moyenne à médiocre, il peut y avoir des problèmes dès que ces terrains sont soumis aux intempéries, leur exposition à la pluie et à la chaleur qui peut entraîner la formation de fente de dessiccation, qui seront remplis par infiltration des eaux chargés par des agrégats. Cette infiltration ce fait par des chenaux préférentiels peuvent provoquer un désordre dans ces formatons. Des précautions doivent être prises, au cas où un projet est maintenu sur cette zone, en faisant une étude géotechnique de détail in situ.

d/ Classe Médiocre à Défavorable :

Elle est composée par les marnes Carteniennes, plus ou moins sableuses sur des pentes supérieures à 15%. Les filons de sables à l'intérieur de la marne, peuvent déstabiliser la formation si elle est soumise aux précipitations ou au ruissellement.

Le phénomène de glissement peut se produire aussi grâce à une secousse sismique dont la propagation se fait à l'intérieur des intercalations des sables.

Des dommages importants peuvent se produire en terrains meubles fortement pentés et en déséquilibre. La faiblesse de résistance de ces terrains peut être due aux fissures soumises aux intensités sismiques. La dégradation de la couverture boisée, accélère ce phénomène.

Le fluage vers l'aval s'accompagne d'un tassement progressif différentiel et aboutit à l'effondrement lorsque le niveau de déséquilibre est atteint.

I.2.4. SISMICITE ET RISQUE SISMIQUE :

La carte des isoséistes montre que tout le Sahel d'Est en Ouest possède une forte magnitude : le dernier tremblement de terre de Boumerdes – Alger du 21 Mai 2003 et ce lui de Tipasa du 29 Octobre 1989 avaient de fortes magnitude provoquant des désordres dans la région de Fouka et déterminer les points les plus faibles du tissu urbain dans la région.

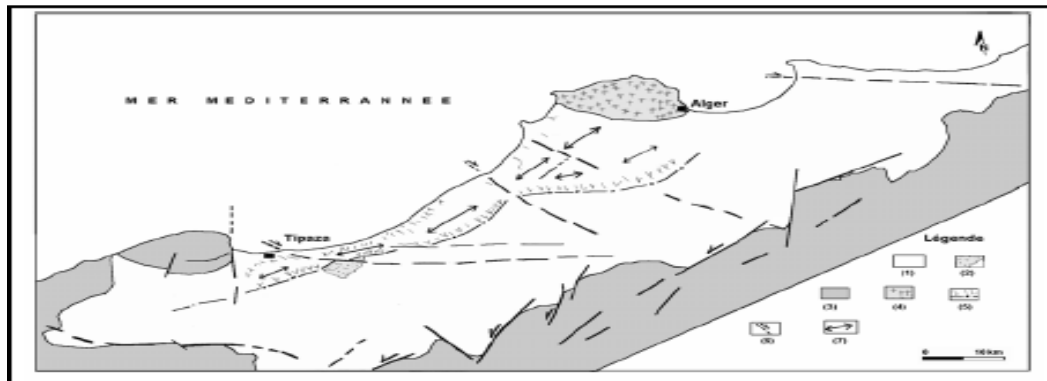


Figure I.2. Carte des isoséistes

Les sols dangereux à hauts risques sismiques sont :

- Les alluvions épaisses et molles ou la nappe phréatique est peu profonde.
- Les sols de poussées sableuses, limoneuses, saturée d'eau.
- Les argiles molles, argiles siliceuses, se trouvant à la limite du seuil de liquidité.
- Les argiles et marnes de type argiles Sahéliennes ou marnes Plaisanciennes peuvent poser des problèmes lorsqu'elles sont gorgées d'eau.

Pour opter pour un type de fondation, il faudra connaître le sous – sol et évaluer son comportement avec l'eau, mai aussi avec le séisme.

Ainsi des précautions doivent être prise lors de la construction sur les versants : pentus formés de terrains meubles, se trouvant en équilibre instable :

- Où la couverture végétale est réduite et où l'érosion diffuse est intensive.
- Où la paroi rocheuse est fortement pentée et fissurée.
- Où il existe des cavités dues à une érosion chimique.

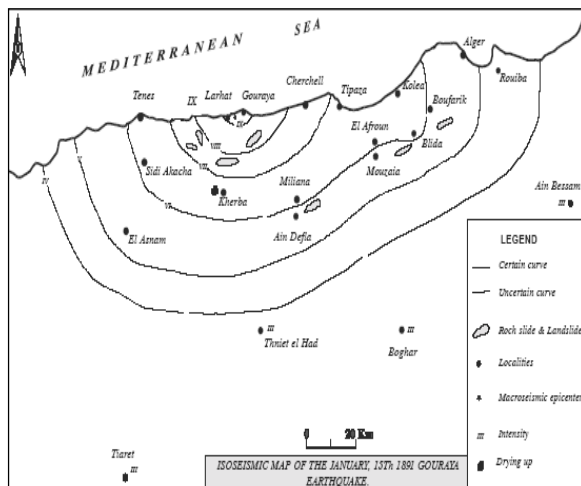


Figure 1.3. Carte des isoséistes du séisme de Larhat (15 janvier 1891)

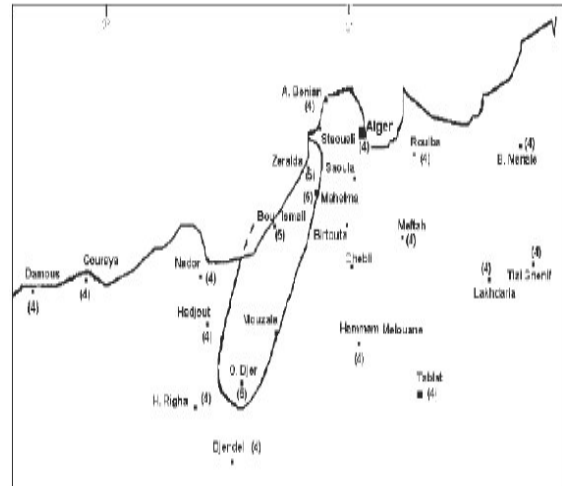


Figure 1.4. Carte des intensité du séisme de Tipaza (09 février 1990)

Sur un terrain en plan : tel que le remblai qui peut-être potentiellement instable jusqu'au déséquilibre et à l'éboulement.

Dans les fonds de vallée : l'érosion régressive peut provoquer l'arrachement de pans de terrasses.

Il faudra veiller à construire sur une assise homogène, éviter les brusques variations dans la composition des terrains, le changement de faciès latérales et en respectant les règles parasismiques.

Il faudra éviter à garder le profil d'équilibre en aménageant la zone en petites masses en cours des travaux.

Il est nécessaire de préparer, puis de réaliser rapidement les excavations et puis les fondations.

Renfermer immédiatement les fouilles, car l'exposition aux intempéries pendant une certaine période nuit aux qualités géotechniques de la couche de la fondation.

1. Construire avec de bons matériaux en respectant les règles de dosage de béton.
2. Construire selon les règles parasismiques « drainage, radier flottant, pieux » répondant aux zonings posant des problèmes de fiabilité.
3. Ne pas dépasser une certaine hauteur en relation avec la portance du sol.
4. faire passer les différents projets par le C.T.C.
5. sensibiliser les planificateurs, les urbanistes et les architectes aux problèmes de la prévention.

I.3.Situation climatique :

L'étude du climat est nécessaire, elle nous informe sur la pluviométrie de la région, les températures, les taux d'humidité et les vents. Le climat de notre zone d'étude est de type Méditerranéen, avec une longue période estivale sèche et chaude, et une saison hivernale pluvieuse et froide.

I.3.1.La température :

La température est très douce, l'amplitude diurne n'excède jamais 10°, les gelées et neige n'y sont pas connues. Les moyennes mensuelles de la température relevées à Fouka marine varient de 11.6°C en janvier à 21.4°C en août.

Variation de la température au cours de l'année (2000-2001)

Tableau I.1 Variation de la température

Mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
T°C	23,2	19.4	15.1	12.3	11.6	11.7	12.7	14.4	17.4	20.5	20.7	21.4

I.3.2.Les vents :

Les vents dominant sont généralement modérés et faibles, ayant les directions ouest et nord-est.

Tableau.I.2 Vitesses moyennes mensuelles du vent

Mois	jan	Fev	Mar	avr	mai	jui	jui	août	sep	oct	nov	dec
Vitesse (m/s)	23	17	21	20	28	28	24	24	22	12	24	19

I.3.2.L'humidité :

L'humidité de l'air est assez considérable comme l'illustre le tableau. I.3.

Tableau. I.3 Variation de l'humidité mensuelle

mois	Jan	Fev	Mar	avr	mai	jui	jui	août	sep	oct	nov	dec
Humidité %	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

I.3.3.La pluviométrie:

Notre région est douce, pas froide l'hiver et pas chaude l'été avec une pluviométrie moyenne de 630mm/an

I.4.Conclusion

En somme la ville de Fouka présente une topographie accidentée, des températures douces sans gelées, des vents modérés et une forte humidité.

CHAPITRE II: DIFFERENTES METHODES DE CALCUL DES RESEAUX MAILLES

II.1. Introduction :

L'équilibrage d'un réseau maillé peut se faire par plusieurs méthodes :

- méthodes analytiques ;
- Méthode graphique ;
- Méthodes expérimentales par analogie.

II.2.Méthode analytique :

La méthodologie du calcul des réseaux maillés de distribution d'eau potable a beaucoup évoluée au cours des dernières décennies. Plusieurs études ont été élaborées en ce sens. Ces études ont débouché sur plusieurs méthodes, parmi celles-ci trois méthodes de résolution sont principalement utilisées :

- la méthode de HARDY-CROSS,
- la méthode de CHARLES ET WOOD,
- la méthode de NEWTON-RAPHSON.

II.2.1. Méthode de HARDY-CROSS :

La méthode de HARDY-CROSS est la plus ancienne et la plus utilisée des méthodes. Elle consiste à calculer, par approximations successives, les débits circulant dans les conduites d'un réseau maillé, connaissant les caractéristiques des canalisations (longueur, diamètre...) et les débits entrants et sortant au niveau des nœuds, et cela après avoir fait une répartition arbitraire.

HARDY-CROSS s'est basé sur deux lois inspirées de celles de Kirchoff utilisées en électricité.

Loi des nœuds (Loi de continuité)

La somme algébrique des débits, en un nœud donné, est nulle, c'est à dire que la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui le quittent. Nous avons alors au niveau du nœud k :

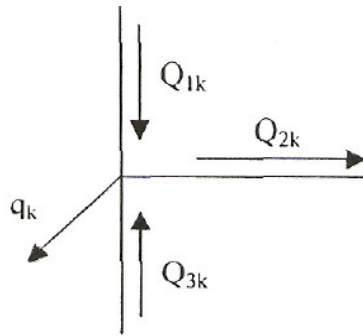


Figure (II.1) : Débit a un nœud k

Par convention, les débits qui arrivent aux nœuds sont positifs et ceux qui sortent sont négatifs. Ce qui donnera pour le cas de la figure précédente :

$$Q_{1k} + Q_{2k} - Q_{3k} - Q_{4k} = 0$$

Cette équation est linéaire, puisque les variables Q_{ik} (débits) sont affectées de l'exposant 1.

Loi des mailles (Loi de conservation d'énergie)

Dans une maille la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$\sum \Delta H_{ij} = 0 \quad \dots\dots\dots (II.1)$$

ΔH_{ij} étant la perte de charge dans le tronçon de la maille i

Par convention, nous admettons que les débits qui circulent dans le sens de l'aiguille d'une montre sont positifs et ceux qui circulent dans l'autre sens sont négatifs.

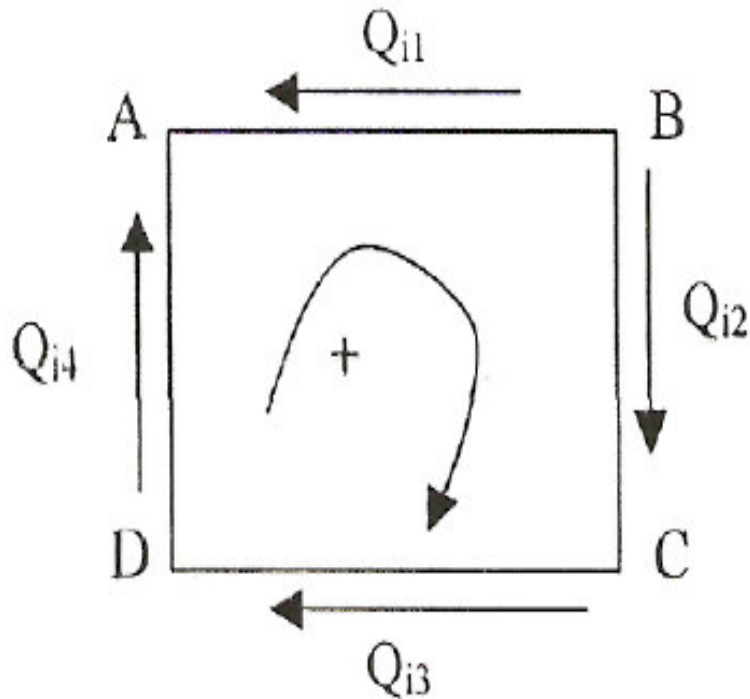


Figure (II.2): Pertes de charge en une maille

Si on applique la loi des mailles au cas de la figure précédente on aura:

$$\sum_j \Delta H_{ij} = \Delta H_{i1} + \Delta H_{i2} + \Delta H_{i3} + \Delta H_{i4} = 0 \quad \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

Avec $\Delta H_{ij} = R_{ij} * Q_{ij}^\alpha$ et $R_{ij} = \frac{\gamma \cdot L_{ij}}{d_{ij}^{4,871} \cdot C_{HW}^\alpha}$

R_{ij} : Resistance de la conduite ij

γ : Constante $\gamma=10,679$

L_{ij} : Longueur de la conduite ij

d_{ij} : Diamètre de la conduite ij

C_{HW} : Coefficient de HAZEN WILLIAMS

On a l'équation $\sum_j \Delta H_{ij} = \sum_j R_{ij} \cdot Q_{ij}^\alpha \quad \dots(\text{II.3})$

Cette équation est non linéaire, puisque les variables Q_y sont toutes affectées d'un exposant différent de 1.

Donc pour chaque maille, il existe une équation non linéaire, qui représente la conservation d'énergie.

En résumé, pour un réseau doté de n nœuds et de m mailles, on peut identifier

- n-1 équations linéaires,
- m équations non linéaires.

Le total donne t équations, t étant égale au nombre de tronçons du réseau.

a) Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

La méthode des mailles est la formulation originale de la méthode de HARDY-CROSS, il s'agit là d'un calcul par approximations successives à partir d'une répartition initiale des débits dans les différents tronçons de façon à satisfaire l'équation de continuité tout en connaissant, bien sur, la structure du réseau et les différents débits prélevés.

On calcule la somme algébrique des pertes de charge de tous les tronçons de chaque maille, en prenant le sens positif pour chaque maille celui des aiguilles d'une montre.

$$\sum_j \Delta H_{ij} = \sum_j R_{ij} \cdot Q_{ij}^\alpha$$

Le principe de la conservation des pertes de charge pour chque maille se traduit par :

$$\sum_j \Delta H_{ij} - \sum_j R_{ij} \cdot Q_{ij}^\alpha = 0 \quad \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

Comme la répartition initiale des débits est arbitraire et non exacte, alors cette loi n'est pas ordinairement vérifiée dès la première itération. Pour se rapprocher de la solution exacte des débits on apporte une correction tel que :

$$Q_{ij}^{(1)} = Q_{ij}^{(0)} + \Delta Q_{ij}^{(0)} \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

Avec

$Q_{ij}^{(0)}$: debit corrigé

$\Delta Q_{ij}^{(0)}$:débit correctif

$Q_{ij}^{(1)}$: débit estimé

D'après cette relation, le débit corrigé à l'itération k sera:

En remplaçant la valeur du débit corrigé $Q_{ij}^{(k+1)}$ dans l'équation de conservation de l'énergie nous obtenons :

$$\sum_j \Delta H_{ij}^{(k+1)} = \sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k+1)}]^\alpha = 0 \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

D'où

$$\sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)} + \Delta Q^{(k)}]^\alpha = 0$$

Ou bien

$$\sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha \left[1 + \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right]^\alpha = 0$$

En développant la serie de TAILOR $\left[1 + \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right]$ au voisinage de la solution on aura

$$\sum_j ij [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha \left[1 + \alpha \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} + \alpha \frac{(\alpha - 1)(\Delta Q^{(k)})^2}{2!(Q_{ij}^{(k)})^2} + \dots \right]$$

En négligeant tous les termes infiniment petits, c'est à dire, tous les ternies dont la puissance est supérieure ou égale à deux, l'équation devient :

$$\sum_j R_{ij}^{(k)} [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha \left[1 + \alpha \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right] = 0 \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

Ce qui donne

$$\sum_j R_{ij} \cdot [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha + \alpha \Delta Q^{(k)} \sum_j R_{ij}^{(k)} [Q_{ij}^{(k)}]^{\alpha-1} = 0 \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

Et de là nous pouvons obtenir la valeur algébrique de la correction $\Delta Q^{(k)}$ relative à une maille

$$\Delta Q^{(k)} = \frac{-\sum_j R_{ij} \cdot [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha}{\alpha \sum_j R_{ij} \frac{[Q_{ij}^{(k)}]^\alpha}{Q_{ij}^{(k)}}} \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

D'une manière générale :

$$\Delta Q^{(k)} = \frac{-\sum_j \Delta H_{ij}^{(k)}}{\alpha \sum_j \frac{\Delta H_{ij}^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}}} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Le processus itératif est arrêté si la correction $\Delta Q^{(k)}$ devient suffisamment petite pour être négligeable

$$\max \left| \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k+1)}} \right| \leq \varepsilon$$

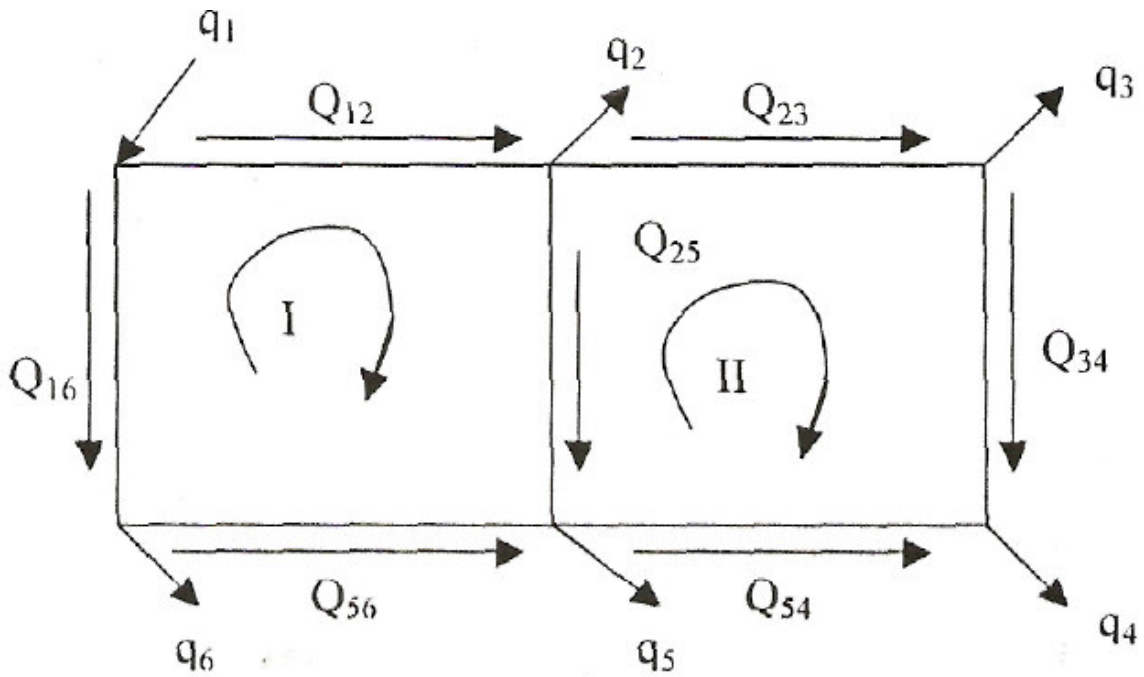
Ou bien

$$\max \left| \frac{Q^{(k+1)} - Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k+1)}} \right| \leq \varepsilon$$

ε : étant le critère de convergence.

b) Exemple d'application :

Appliquons la méthode de HARDY-CROSS pour un réseau qui contient deux mailles.
Soit la figure suivante



Figure(II.3) : Exemple d'application 1

q_1, q_2, q_3, q_4, q_5 et q_6 sont des débits concentrés aux nœuds.

Pour un tronçon adjacent à deux mailles, la correction de son débit se fait avec la somme algébrique, du débit correctif de l'une des mailles pris avec son signe, et du débit correctif de la maille adjacente pris avec le signe contraire.

Pour chaque itération k on calcule les nouveaux débits de chaque tronçon

$$Q_{ij}^{(k+1)} = Q_{ij}^{(k)} + \Delta Q_t^{(k)}$$

(avec t l'indice désignant la maille)

Pour un tronçon adjacent à deux mailles t et n le débit corrigé par rapport à la maille t est :

$$Q_{ij}^{(k+1)} = Q_{ij}^{(k)} + \Delta Q_t^{(k)} - \Delta Q_n^{(k)} \dots \dots \dots (II.11)$$

La correction de chaque itération k sera de la forme :

$$\Delta Q^{(k)} = \frac{-\sum_j \Delta H_{ij}^{(k)}}{\alpha \sum_j \frac{\Delta H_{ij}^{(k)}}{\Delta Q_{ij}^{(k)}}} \dots \dots \dots (II.12)$$

Nous arrêterons le processus itératif une fois que la condition suivante est satisfaite :

$$\max \left| \frac{Q^{(k+1)} - Q^{(k)}}{Q^{(k+1)}} \right| \leq \varepsilon$$

ε :critère de convergence

II.2.2. Méthode de WOOD ET CHARLES :

Le dimensionnement d'un réseau de distribution d'eau potable a fait l'objet de diverses études. En plus de la méthode de HARDY-CROSS qui est usuellement utilisée par les praticiens, la méthode de WOOD ET CHARLES, appelé aussi méthode de linéarisation est souvent utilisée.

a) Principe de la méthode WOOD ET CHARLES :

L'étude de l'équilibrage des réseaux maillés en régime permanent est approchée dans cette méthode par l'algèbre linéaire, et les techniques d'analyse numérique. Le système d'équations a résoudre fait introduire:

- les n-1 équations de continuité de chaque nœud,
- les m équations de conservation de l'énergie de chaque maille.

Ce système d'équation non linéaire en terme de pertes de charge est remplacé dans la méthode décrite ci après par un système linéaire traduisant un système laminaire dans les conduites, la résistance hydraulique sera formulée en terme de débit.

Donc le principe de cette méthode est la linéarisation de l'équation des pertes decharge.

$$\Delta H_{ij} = R_{ij} \cdot Q_{ij}^\alpha$$

$$\Delta H_{ij} = R_{ij} (Q_{ij}^{(0)})^{\alpha-1} \cdot Q_{ij} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

On substitue $\Delta H_{ij} = (R_{ij}^{(0)}) Q_{ij}$

Avec

ΔH_{ij} : pertes de charge dans le tronçon j de la maille i

R_{ij} : Resistance hydraulique dans le tronçon j de la maille i

Q_{ij} : débit dans le tronçon j de la maille i

Une fois cette linéarisation est effectuée pour l'ensemble des m équations relatives aux mailles, on obtient un système d'équations linéaires.

Un des avantage de cette méthode repose sur le fait qu'on est pas obligé d'évaluer des débits initiaux dans le réseaux à la première itération; on suppose ainsi que $(R_{ij}^{(0)}) = R_{ij}$ ce qui revient simplement à écrire que $Q_{ij}^{(0)} = 1$

Une fois cette linéarisation est effectuée pour l'ensemble des m équations relatives aux mailles, on obtient un système d'équations linéaire formé par les équation aux nœuds et aux mailles à t inconnues avec :

$$t = m + n - 1$$

où

m : nombre de mailles

n : nombre de nœuds

t: nombre de tronçon

Ces équations sont :

$$\begin{aligned} \sum_i Q_{ij} + q_i &= 0 \\ \sum_{i,j \in M} R_{ij} \cdot Q_{ij} &= 0 \end{aligned} \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

Sous forme matricielle

$$A_0 \cdot Q = B \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

Avec ;

A_0 : la matrice des données avec m rangées relatives aux équations de maille, elles renseignent les coefficients de résistance R_{ij} et (t ~ m) lignes relatives aux équations de continuité aux nœuds, les éléments de ces lignes ont pour valeurs +1 ou -1 suivant le sens du débit.

B : Un vecteur dont les composantes valent zéro (0) s'il s'agit d'une équation, de maille ou qui correspond aux valeurs des débits soutirés aux nœuds s'il s'agit d'une équation de nœud

Q ; le vecteur solution et qui représente les débits Q_{ij} dans l'ensemble des conduites du réseau ;

La transposée de la matrice a permet d'obtenir la première solution du système

$$Q_{ij} = A \cdot Q - B \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

Le vecteur solution Q_{ij} plus ou moins éloigné de la solution exacte est corrigé grâce à un processus itératif avec :

$$A_{ij} \cdot Q_{ij} = B \dots\dots\dots(\text{II.17})$$

On a

A_{ij} désigne la nouvelle matrice des données dont les coefficients de résistance initiaux $R_{ij}^{(0)}$ des m rangées relatives aux équations de mailles ont été changés en fonction du débit par la transformation suivante :

$$R_{ij}^{(1)} = (R_{ij}^{(0)}) (Q_{ij}^{(1)})^{\alpha-1} \dots\dots\dots(\text{II.18})$$

On obtient par la résolution de ce système le deuxième vecteur solution $Q_{ij}^{(2)}$. Ce dernier représente les nouvelles valeurs des débits qui servent à recalculer les nouvelles valeurs des coefficients de résistance pour l'itération suivante.

Donc à la $k^{i\text{ème}}$ itération on aura :

$$A_k \cdot Q = B \dots\dots\dots(\text{II.19})$$

$$R_{ij}^{(k)} = (R_{ij}^{(0)}) (Q_{ij}^{(k)})^{\alpha-1} \dots\dots\dots(\text{II.20})$$

$K=1,2,3,\dots\dots$

Et le processus itératif est arrêté quand le maximum de la différence des débits aux itération k et k-1 est inférieur à une tolérance fixée préalablement.

$$\max \left| \frac{Q^{(k)} - Q_{ij}^{(k-1)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right| \leq \epsilon$$

ϵ :critère de convergence

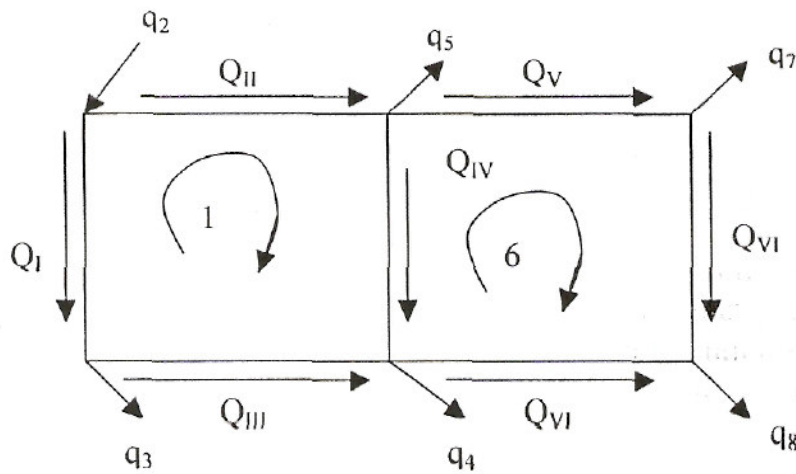
L'application de la méthode de linéarisation telle qu'elle est proposée, a permis de remarquer et de confirmer l'observation faite par WOOD ET CHARLES quant à l'oscillation des valeurs du vecteur solution Q autour de la solution sans jamais l'atteindre, et il est remarqué que cette dernière se produit après deux itérations. Pour cette raison les auteurs de la méthode recommandent qu'après deux itérations, on utilise la relation :

$$Q_0 = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

Où Q_1 et Q_2 représentent les valeurs du débit dans les deux dernières itérations.

b) Exemple d'application

Soit le réseau de la figure suivante



Figure(II.3) : Exemple d'application 2

En appliquant les lois de Kirlioff, on aura les équations suivantes

1: $-R_I Q_I^\alpha + R_{II} Q_{II}^\alpha - R_{III} Q_{III}^\alpha + R_{IV} Q_{IV}^\alpha = 0$

2: $Q_I + Q_{II} = q_2$

3: $Q_I - Q_{II} = q_3$

4: $Q_{III} + Q_{IV} + Q_V = q_4$

5: $Q_{II} - Q_{VI} - Q_V = q_5$

6: $-R_{VI} Q_{VI}^\alpha + R_V Q_V^\alpha - R_{VII} Q_{VII}^\alpha - R_{VIII} Q_{VIII}^\alpha = 0$

$$7: Q_{VI} - Q_{VII} = q_8$$

La première étape consiste à rendre linéaires les équations relatives aux mailles, en donnant aux débits initiaux la même valeur unité, c'est-à-dire que :

$$(Q_I^{(0)}) = (Q_{II}^{(0)}) = (Q_{III}^{(0)}) = (Q_{IV}^{(0)}) = (Q_V^{(0)}) = (Q_{VI}^{(0)}) = (Q_{VII}^{(0)}) = 1$$

Ce qui nous donnera :

$$1: -(R_I^{(0)})Q_I + (R_{II}^{(0)})Q_{II} - (R_{III}^{(0)})Q_{III} + (R_{IV}^{(0)})Q_{IV} = 0$$

$$2: Q_I + Q_{II} = q_2$$

$$3: Q_I - Q_{III} = q_3$$

$$4: Q_{III} + Q_{IV} + Q_V = q_4$$

$$5: Q_{II} - Q_{VI} - Q_V = q_5$$

$$6: -(R_{IV}^{(0)})Q_{IV} + (R_V^{(0)})Q_V - (R_{VI}^{(0)})Q_{VI} - (R_{VII}^{(0)})Q_{VII} = 0$$

$$7: Q_{VI} - Q_{VII} = q_8$$

Avec $(R_i^{(0)}) = R_i(Q_i^{(0)})^{\alpha-1}$

Sous forme matricielle, on aura le système suivant: $A_0 Q = B$

$$\begin{pmatrix} -(R_I^{(0)}) & (R_{II}^{(0)}) & -(R_{III}^{(0)}) & (R_{IV}^{(0)}) & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -(R_{IV}^{(0)}) & (R_V^{(0)}) & -(R_{VI}^{(0)}) & (R_{VII}^{(0)}) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} Q_I \\ Q_{II} \\ Q_{III} \\ Q_{IV} \\ Q_V \\ Q_{VI} \\ Q_{VII} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ 0 \\ q_8 \end{pmatrix} \quad \dots.(II.21)$$

La résolution de ce système nous donne le le vecteur Q_1 avec :

$$Q_1 = \begin{pmatrix} (Q_I^{(1)}) \\ (Q_{II}^{(1)}) \\ (Q_{III}^{(1)}) \\ (Q_{IV}^{(1)}) \\ (Q_V^{(1)}) \\ (Q_{VI}^{(1)}) \\ (Q_{VII}^{(1)}) \end{pmatrix} \quad \dots.(II.22)$$

Avec les valeurs de

ce vecteur et les valeurs des

résistances hydrauliques, on aura les nouveaux coefficients de résistance

$$\begin{aligned}
 (R_I^{(1)}) &= R_I(Q_I^{(1)}) \\
 (R_{II}^{(1)}) &= R_{II}(Q_{II}^{(1)}) \\
 (R_{III}^{(1)}) &= R_{III}(Q_{III}^{(1)}) \\
 (R_{IV}^{(1)}) &= R_{IV}(Q_{IV}^{(1)}) \\
 (R_V^{(1)}) &= R_V(Q_V^{(1)}) \\
 (R_{VI}^{(1)}) &= R_{VI}(Q_{VI}^{(1)}) \\
 (R_{VII}^{(1)}) &= R_{VII}(Q_{VII}^{(1)})
 \end{aligned}
 \dots\dots\dots(II.23)$$

Ces coefficients de résistance représentent les seules valeurs variables dans notre système d'équation à résoudre. On aura alors le nouveau système :

$$A_j Q = B \dots\dots\dots(II.24)$$

Ce deuxième système nous permet de calculer les nouvelles valeurs des débits du deuxième vecteur solution Q₂-

A ce niveau, et comme on a deux itérations où on a trouvé deux solutions.

Q₁ et Q₂, pour effectuer la troisième itération, on prendra la moyenne des deux solutions pour calculer les nouveaux coefficients de résistance, et par la suite la constitution du troisième système d'équations :

$$A_3 Q = B \dots\dots\dots(II.25)$$

On poursuit ainsi le système itératif jusqu'à la vérification du critère de convergence :

$$\max \left| \frac{Q^{(k+1)} - Q^{(k)}}{Q^{(k+1)}} \right| \leq \epsilon \quad \epsilon : \text{le critère de convergence.}$$

II.2.3 Méthode de NEWTON-RAPHSON :

Pour la résolution du système d'équations non linéaires du problème d'équilibrage des réseaux maillés de distribution d'eau potable, une principale amélioration a été apportée à la méthode traditionnelle qui est l'utilisation du procédé de NEWTON-RAPHSON pour le calcul des corrections à apporter aux variations des charges aux nœuds (méthode des nœuds) ou des débits dans les tronçons (méthode des mailles).

a) Principe de la méthode NEWTON-RAPHSON :

La méthode de NEWTON-RAPHSON est une méthode numérique qui permet de trouver les valeurs de la variable x pour laquelle f(x) = 0 à partir d'une première estimation de la valeur de x.

Pour se faire le développement en série de Taylor autour d'une estimé x₀ nous

$$f(x) = f(x_0) + f'(x_0).(x - x_0) + f''(x_0). \frac{(x - x_0)^2}{2!} + \dots \dots\dots(II.26)$$

Si x₀ est proche de la solution x de f(x)=0, alors le carré de l'erreur ε₀=x-x₀ les termes de degré supérieur sont négligeables.

$$f(x) = 0 \Rightarrow f(x_0) + f'(x_0).(x - x_0) = 0 \dots\dots(II.27)$$

Sachant que :

$$\epsilon_0 = x - x_0 = - \frac{f(x_0)}{f'(x_0)} \dots\dots\dots(II.28)$$

On peut donc considérer qu'une meilleure estimation de x sera :

$$x_1 = x_0 + \epsilon_0 \dots\dots\dots(II.29)$$

D'une manière générale :

$$x_{k+1} = x_k + \epsilon_k \quad \epsilon_k = - \frac{f(x_k)}{f'(x_k)} \dots\dots\dots(II.30)$$

Avec k ; numéro de l'itération.

Des équations précédentes, on obtient l'algorithme de NEWTON-RAPHSON.

$$x_{k+1} = x_k - \frac{f(x_k)}{f'(x_k)} \quad (k = 0, 1, \dots) \dots\dots\dots(II.31)$$

Il est intéressant de généraliser l'application de la méthode de NEWTON-RAPHSON à la résolution d'un système de n équations non linéaires de forme :

$$F(x) = 0$$

Ou :

$$F_1(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$$

$$F_2(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$$

.

.

$$F_n(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$$

Et par analogie, on calcule les valeurs des inconnues X; à l'itération (k+1) par la relation :

$$X_i^{k+1} = X_i^{(k)} + \Delta X_i^{(k)} \quad \dots\dots\dots(II.32)$$

Et le vecteur correction $\Delta X_i^{(k)}$ est obtenu directement par le système d'équations linéaires ;

$$J(X_i^{(k)}) \cdot \Delta X_i^{(k)} = -F(X_i^{(k)}) \quad \dots\dots\dots(II.33)$$

Avec :

$J(X_i^{(k)})$; la matrice jacobienne ou matrice des dérivées premières du système calculé à l'itération (k).

$$J(X_i^{(k)}) = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial X_1} & \frac{\partial f_1}{\partial X_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial X_n} \\ \frac{\partial f_2}{\partial X_1} & \dots & \dots & \vdots \\ \vdots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial f_n}{\partial X_1} & \dots & \dots & \frac{\partial f_n}{\partial X_n} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots(II.34)$$

Les éléments de la matrice Jacobienne sont calculés analytiquement en dérivant les fonctions $f_j(X_i^{(k)})$ par rapport aux $X_i^{(k)}$.

Le procédé de NEWTON-RAPHSON implique la résolution d'un système linéaire obtenu, sous la forme $A.X = B$ à chaque itération, la solution peut être obtenue directement en inversant la matrice jacobienne, c'est à dire :

$$\Delta X_i^{(k)} = -[J(X_i^k)]^{-1} \cdot F(X_i^{(k)}) \quad \dots\dots\dots(II.35)$$

Mais il est préférable d'utiliser l'une des méthodes directes ou itératives pour la résolution de ce système.

Pour l'application de la méthode de NEWTON-RAPHSON aux réseaux maillés, on a qu'à remplacer la variable x par le débit Q_y d'une conduite et l'expression devient :

$$Q_{ij}^{(k+1)} = Q_{ij}^{(k)} - \frac{f(Q_{ij}^{(k)})}{f'(Q_{ij}^{(k)})} \dots\dots\dots(II.36)$$

Et le calcul d'un réseau maillé par cette méthode revient à la résolution d'un système d'équations linéaires ainsi décrit :

$$J(Q^{(k)}) \cdot \Delta Q^{(k)} = -F(Q^{(k)}) \dots\dots\dots(II.37)$$

Avec :

$F(Q^{(k)})$: vecteur connu, à l'itération k, des valeurs des

- m équations non linéaires relatives aux mailles :

$$f_m^{(k)} = \sum \Delta H_{ij}^{(k)} = R_{ij} (Q_{ij}^{(k)})^\alpha \dots\dots\dots(II.38)$$

- (n-1) équations linéaires relatives aux nœuds :

$$f_n^{(k)} = \sum (Q_{ij}^{(k)}) + q_i \dots\dots\dots(II.39)$$

$\Delta Q^{(k)}$: vecteur correction inconnu, qui représente la différence entre les débits des deux itérations (k) et (k+1).

$$\Delta Q^{(k)} = Q^{(k+1)} - Q^{(k)} \dots\dots\dots(II.40)$$

$J(Q^{(k)})$: matrice jacobienne des dérivées premières du système à calculer à l'itération (k) ;

$$J(Q^{(k)}) = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial f_1}{\partial Q_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial Q_t} \\ \frac{\partial f_2}{\partial Q_1} & \dots & & \vdots \\ \vdots & & & \\ \frac{\partial f_t}{\partial Q_1} & \dots & \dots & \frac{\partial f_t}{\partial Q_t} \end{bmatrix} \dots\dots\dots(II.41)$$

Il existe deux autres versions pour la méthode de NEWTON-RAPHSON :

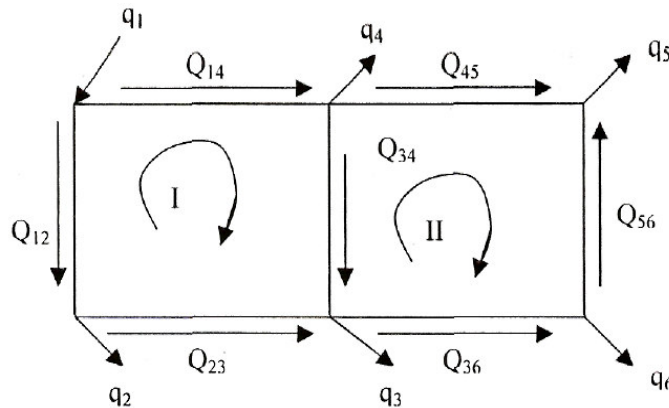
- Version améliorée : le système d'équations non linéaire qu'il faut résoudre pour équilibrer le réseau ne peut avoir pour dimension que le nombre de mailles m en utilisant seulement les équations non linéaires relatives aux mailles.

- Version de L'EBERSTEIN (SOR-NEWTON) : cette version s'applique directement sur le système d'équations déjà décrit :

$$(J(Q^{(k)}).\Delta Q^{(k)} = -F(Q^{(k)})) \dots\dots\dots(II.42)$$

En introduisant un coefficient ω pour améliorer la convergence de la méthode.

b) Exemple d'application (version améliorée) :



Soit le réseau donné par la figure ci-dessous.

Figure(II.4) : exemple d'application 3

En appliquant la loi de Kirchoff aux mailles sur notre réseau après avoir vérifié la loi des nœuds avec une première répartition des débits $Q^{(U)}$ on aura :

$$f_I^{(0)} = -R_{12} (Q_{12}^{(0)})^\alpha - R_{23} (Q_{23}^{(0)})^\alpha + R_{34} (Q_{34}^{(0)})^\alpha + R_{14} (Q_{14}^{(0)})^\alpha \dots\dots\dots(II.43)$$

$$f_{II}^{(0)} = -R_{34} (Q_{34}^{(0)})^\alpha + R_{45} (Q_{45}^{(0)})^\alpha - R_{56} (Q_{56}^{(0)})^\alpha - R_{36} (Q_{36}^{(0)})^\alpha$$

L'application du principe de NEWTON-RAPHSON sur ce système se traduit par:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial f_I^{(0)}}{\partial Q_I} & \frac{\partial f_I^{(0)}}{\partial Q_{II}} \\ \frac{\partial f_{II}^{(0)}}{\partial Q_I} & \frac{\partial f_{II}^{(0)}}{\partial Q_{II}} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \Delta Q_I^{(0)} \\ \Delta Q_{II}^{(0)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -f_I^{(0)} \\ -f_{II}^{(0)} \end{bmatrix} \dots\dots\dots(II.44)$$

Avec :

$$\frac{\partial f_I^{(0)}}{\partial Q_I} = -\alpha R_{12} (Q_{12}^{(0)})^{\alpha-1} - \alpha R_{23} (Q_{23}^{(0)})^{\alpha-1} + \alpha R_{34} (Q_{34}^{(0)})^{\alpha-1} + \alpha R_{14} (Q_{14}^{(0)})^{\alpha-1}$$

$$\frac{\partial f_I^{(0)}}{\partial Q_{II}} = \alpha R_{34} (Q_{34}^{(0)})^{\alpha-1}$$

$$\frac{\partial f_{II}^{(0)}}{\partial Q_I} = -\alpha R_{34} (Q_{34}^{(0)})^{\alpha-1}$$

$$\frac{\partial f_{II}^{(0)}}{\partial Q_{II}} = -\alpha R_{34} (Q_{34}^{(0)})^{\alpha-1} + \alpha R_{45} (Q_{45}^{(0)})^{\alpha-1} - \alpha R_{56} (Q_{56}^{(0)})^{\alpha-1} - \alpha R_{36} (Q_{36}^{(0)})^{\alpha-1}$$

On applique simultanément, après la résolution de ce système, les ΔQ_i sur les tronçons du réseau, c'est-à-dire qu'on corrige les débits initiaux par :

- Pour les tronçons de la maille I : $Q_{ij}^{(1)} = Q_{ij}^{(0)} + \Delta Q_I^{(0)}$
- Pour les tronçons de la maille II : $Q_{ij}^{(1)} = Q_{ij}^{(0)} + \Delta Q_{II}^{(0)}$
- Pour les tronçons communs entre les deux mailles :

Le tronçon 3-4 :

$$Q_{34}^{(1)} = Q_{34}^{(0)} + \Delta Q_{II}^{(0)} - \Delta Q_I^{(0)} \quad \text{Pour la maille I}$$

Ou

$$Q_{34}^{(1)} = Q_{34}^{(0)} + \Delta Q_I^{(0)} - \Delta Q_{II}^{(0)}$$

Pour la maille II

Avec ces nouveaux débits, on recalcule à nouveau notre système et on procède à la deuxième itération de la même façon.

Le processus itératif est ainsi répété jusqu'à satisfaction de la condition :

$$\max \left| \frac{Q^{(k+1)} - Q^{(k)}}{Q^{(k+1)}} \right| \leq \varepsilon$$

ε : le critère de convergence.

II.3. Méthode graphique :

La méthode graphique consiste à représenter chaque tronçon du réseau de canalisation par la courbe AH - f(Q) liant la perte de charge totale le long du tronçon considéré au débit qui le traverse. Cette courbe, appelée « caractéristique de la canalisation », est donc simplement la représentation graphique de la formule de l'écoulement.

$$\Delta H = R \cdot Q^\alpha$$

α : étant de l'ordre de deux, la courbe caractéristique d'une canalisation sera donc une parabole.

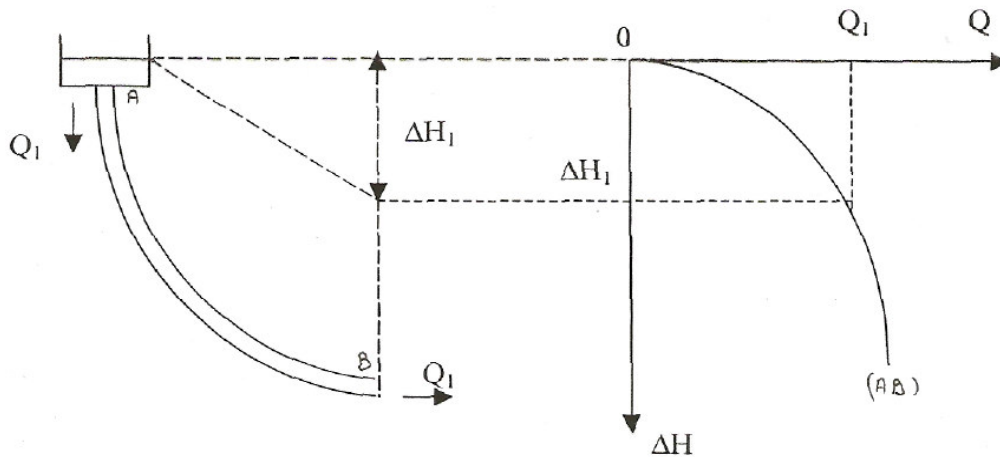
II.3.1. Courbe caractéristique d'une canalisation

Nous pouvons envisager deux cas :

- canalisation assurant un service d'extrémité
- canalisation assurant un service route uniforme.

a) Canalisation assurant un service d'extrémité :

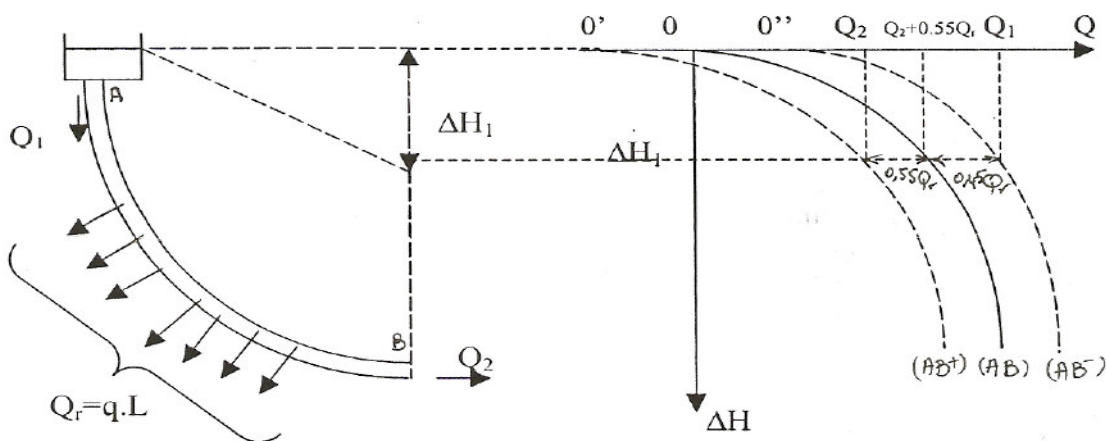
Dans ce cas la courbe est tracée comme le montre la figure ci-dessous



Figure(II.5) : Courbe caractéristique de la canalisation

b) Canalisation assurant un service en route

Le tracé de la courbe dans ce cas se présente comme suit



Figure(II.6) : Courbe caractéristique de la canalisation

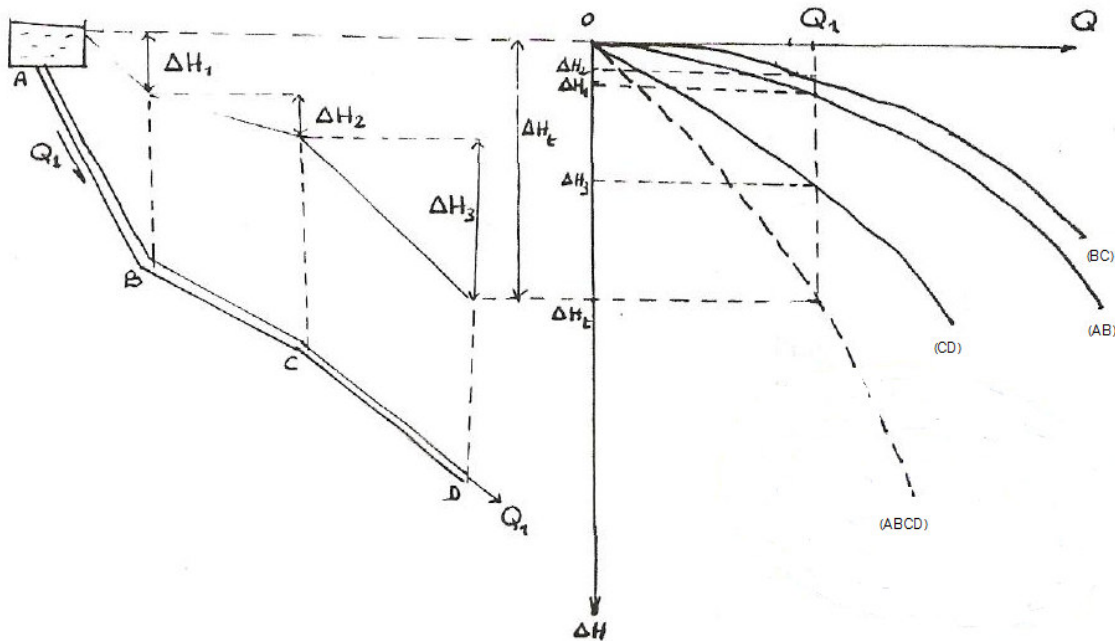
Le débit fictif constant à prendre en compte pour le calcul est $Q_{2-t} - 0,55Q$, afin de tracer (AB). On est ainsi conduit à tracer la caractéristique (AB+) par translation $00' = -0,55 Q_r$ parallèlement à l'axe des débits (AB). La caractéristique (AB-) est tracée par la translation

$$00'' = 0,45 Q_r \text{ parallèlement à l'axe des débits (AB).}$$

II.3.2. Caractéristique résultante de canalisations :

a) Canalisations disposées en série :

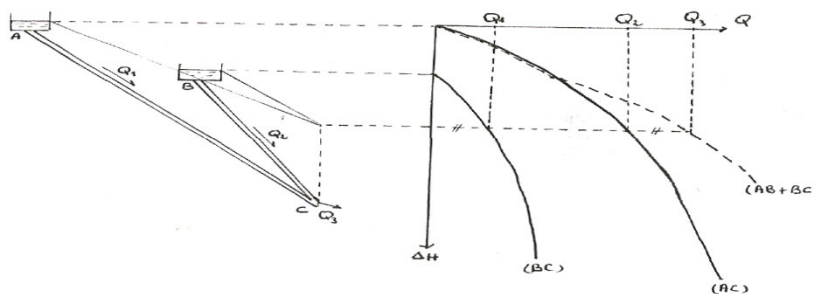
Il est évident que la courbe caractéristique résultante de plusieurs canalisations disposées en série AB, BC, CD, sera la parabole (ABCD) dont les ordonnées (pertes de charge) seront la somme des ordonnées des caractéristiques (AB), (BC), et (CD) de chaque canalisation.



Figure(II.7) : Courbe caractéristique des canalisations en série

b) Canalisations disposées en parallèle :

De manière analogue, la courbe caractéristique de deux ou plusieurs canalisations disposées en parallèle sera la parabole dont les abscisses (débits) seront la somme des abscisses des caractéristiques de chaque tronçon.

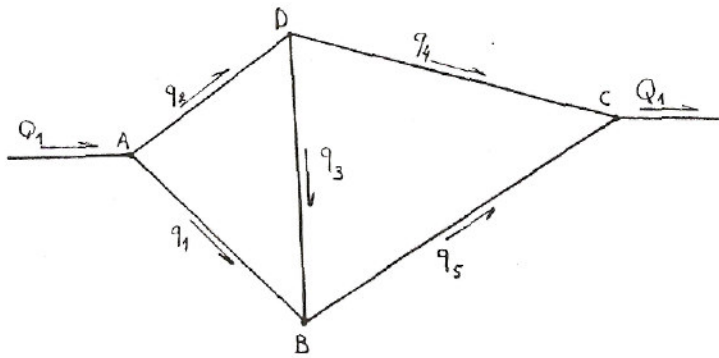


Figure(II.8) : Courbe caractéristique des canalisations en parallèle

II.3.3. Exemple d'application :

Soit ABCD le réseau décrit par la figure ci dessous. Soit Q_i le débit à l'entrée en A, c'est aussi le débit à la sortie en C puisqu'il n'y a ni addition, ni prélèvement de débit entre A et C.

les inconnues dans ce eas sont, le débit, la perte de charge et le sens d'écoulement dans chaque tronçon.



Figure(II.9) : Exemple d'application

Connaissant les caractéristiques de chaque tronçon (longueur, diamètre...), on trace sur papier calque leurs courbes caractéristiques

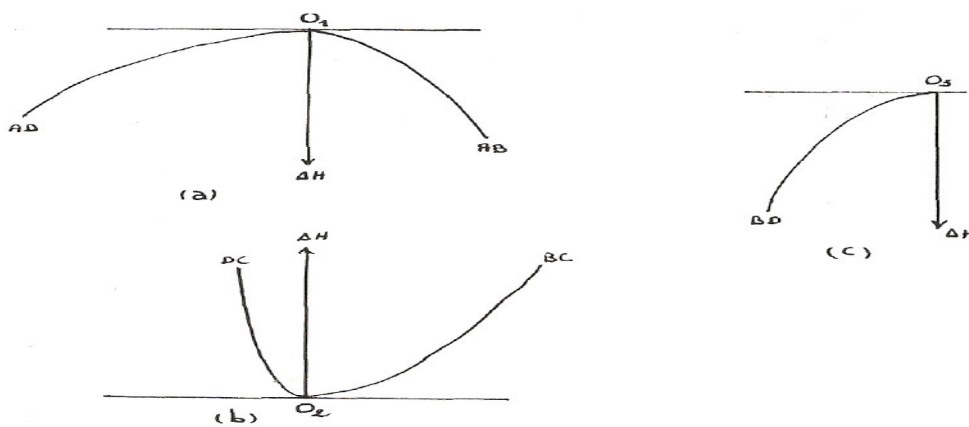


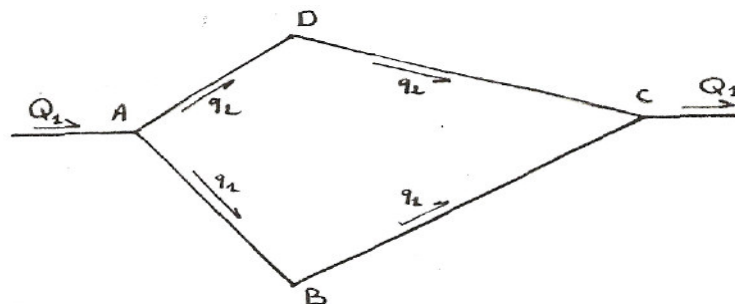
Figure II.10 : Courbes caractéristiques

(a) des tronçons AD et AB

(b) des tronçons DC et BC

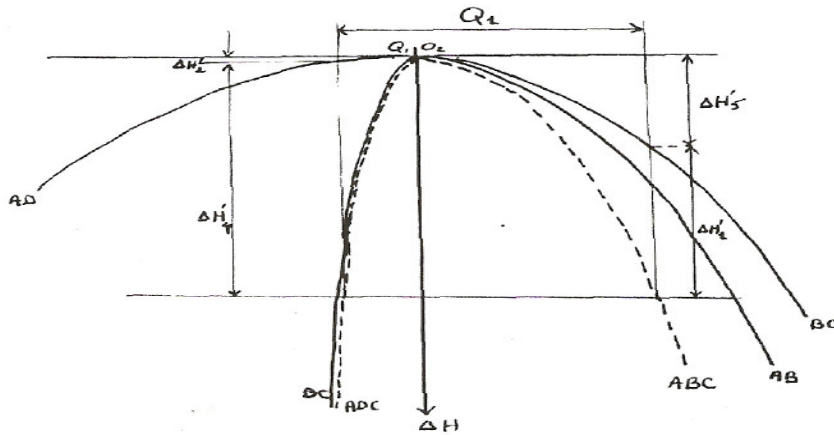
(c) du tronçon BD

(AB) et (BC) ainsi que (AD) et (DC) sont tracés du même côté de l'axe des ΔH car ils sont en série. Le sens du débit dans le tronçon bretelle (BD) est déterminé en supposant que cette canalisation (BD) n'existe pas, comme si le réseau était le suivant



Figure(II.11) : Exemple d'application précédent sans le tronçon bretelle

ADC et ABC sont en parallèles, par contre AD et DC ainsi que AB et BC sont en série. On trace les résultantes ABC et ADC en superposant les deux graphes (a) et (b) de la figure (II.10)



Figure(II.11) : Courbe caractéristique des résultante ABC et ADC

Cette figure montre que $\Delta H_1'$ est supérieur à ΔH_2 ; donc la cote piézométrique en D est supérieure à celle en B.

Le sens de l'écoulement dans la bretelle se fait donc de D vers B. Ceci nous permet de considérer que la bretelle BD est en série avec AD, donc on la trace du même côté que ΔH sinon il faut inverser le calque pour l'avoir de l'autre côté

Le principe de l'équilibre des débits exige donc :

$$q_5 = q_1 + q_3$$

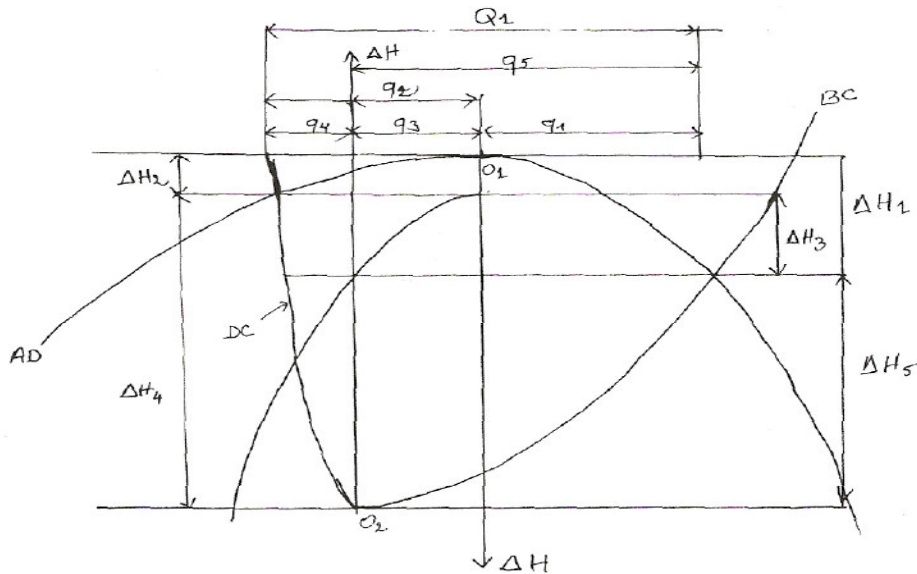
et $q_2 = q_3 + q_4$

Le principe de l'équilibre des pertes de charge exige :

$$\Delta H_1 = \Delta H_2 + \Delta H_3$$

et $\Delta H_4 = \Delta H_3 + \Delta H_5$

On rassemble les trois graphes de la figure (II.9). de telle façon à assurer ces deux principes d'équilibre.



Figure(II.12) : Courbe caractéristique du réseau de la figure(II.9)

Remarque

Pour les réseaux plus complexes (trois mailles ou plus), la méthode graphique peut être appliquée mais l'enchevêtrement des paraboles devient très rapidement compliqué et la méthode perd son intérêt.

II.4. Méthode expérimentales par analogie :

En raison de la complicité de méthodes analytique ou graphiques, on a cherché à réaliser expérimentalement des modèles analogiques permettant d'obtenir plus rapidement la solution des problèmes posés par l'écoulement dans les réseaux maillés. Les méthodes analogiques appartiennent essentiellement à deux catégories :

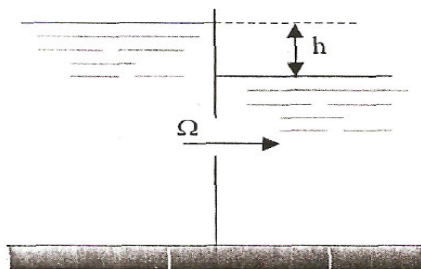
- méthodes par analogie hydraulique ou pneumatique,
- méthodes par analogie électrique.

II.4.1. Analogie hydraulique ou pneumatique :

La formule d'écoulement par orifice noyé est :

$$Q = m\Omega\sqrt{2gh}$$

ou : $h = kQ^2$ avec $k = \frac{1}{2gm^2\Omega^2}$ (II.45)



Figure(II.13) : Ecoulement par orifice noyé

Elle est analogue à la formule quadratique de la perte de charge dans un tronçon de canalisation

$$\Delta H = R \cdot Q^2$$

On peut donc réaliser un modèle d'un réseau maillé en remplaçant chaque nœud A, B, C, D du réseau réel par une cuve percée sur une ou plusieurs de ces faces d'orifices calibrés 1, 2, 3, 4 dont la section Ω et le coefficient de débit m réaliseront un coefficient $k = 1/2 \cdot g \cdot m^2 \cdot \Omega^2$ proportionnel au coefficient de résistance R du tronçon de canalisation correspondant. Chaque cuve communiquera avec la ou les cuves voisines par un tel orifice calibré (voir figure ci-dessous)

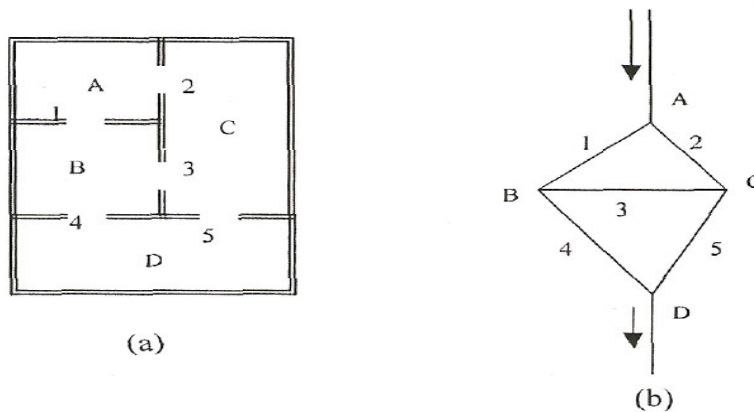


Figure (II.14) : Exemple d'analogie hydraulique (a) Cuve analogique ; (b) Réseau réel

Le modèle est alimenté par le débit convenable ; les prélèvements ou les additions éventuels de débits aux niveau des divers nœuds du réseau peuvent être réalisés par des prélèvement ou des additions de débit dans les cuves correspondantes du modèle. Lorsque le régime permanent est réalisé dans le modèle, il suffit de mesurer les cotes des niveaux dans chaque cuve qui correspondent aux charges en chacun des nœuds correspondants du réseau ; la différence des niveaux entre deux cuves correspond à la perte de charge entre les deux nœuds homologues du réseau.

La principale difficulté d'exploitation d'un tel modèle résulte du temps très long nécessaire à l'obtention d'un régime permanent.

On peut également remplacer les cuves par des réservoirs étanches et alimenter le modèle avec de l'air comprimé : la mesure des différences de pression de l'air entre deux réservoirs est homologue à la perte de charge entre les deux nœuds correspondants du réseau.

La loi d'ohm exprime la différence de potentiel U entre deux points d'une canalisation électrique parcourue par un courant d'intensité I et dont la résistance est R ; soit :

$$U = R \cdot I$$

La formule quadratique exprime la perte de charge ΔH entre deux points d'une canalisation hydraulique parcourue par un débit Q et dont la résistance est R'

$$\Delta H = R' \cdot Q^2$$

Pour que les deux phénomènes soient analogues, il faut donc que la résistance électrique R soit proportionnelle à l'intensité I du courant qui la traverse, soit :

$$R = k.I$$

$$\text{D'où: } U = k.I^2$$

Ces formules établissent alors l'analogie entre un réseau maillé hydraulique et un réseau maillé de conducteurs électriques.

L'intensité électrique est l'homologue du débit hydraulique et la différence de potentiel entre deux nœuds du réseau électrique est l'homologue de la perte de charge entre deux nœuds correspondants du réseau hydraulique.

La difficulté de la réalisation du modèle électrique résulte dans la nécessité d'utiliser des résistances proportionnelles à l'intensité du courant qui les traverses; la variation correspondante de la résistance peut être soit par réglage manuel, soit automatiquement par échauffement de la résistance.

II.5. Conclusion :

Nous avons exposé dans ce chapitre les différentes méthodes de calcul des réseaux de distribution maillés et avons surtout détaillé les méthodes analytiques, ce qui nous facilitera la conception des programmes de calcul.

Pour le programme spécial du réseau nous utiliserons la méthode de HARDY-CROSS qui est celle qui offre le plus de possibilité d'utilisation et d'ailleurs la plus utilisée parmi toutes ces méthodes.

CHAPITRE III: ETUDE DE LA CONSOMMATION ET DES BESOINS EN EAU

III.1. Introduction :

Le secteur de l'eau, surtout l'eau potable destinée à la consommation domestique, demeure éminemment stratégique. Une eau est dite potable quand elle satisfait à un certain nombre de caractéristiques la rendant propre à la consommation humaine. Les standards de référence dans ce domaine diffèrent selon les époques et les pays (et selon l'autorité en charge de cette définition dans certains pays). Le concept de « potabilité » varie à travers le monde, fruit d'un contexte historique et culturel local. Il détermine la question de l'accès à l'eau, puisque une eau de bonne qualité est essentielle au développement économique et humain. Le rapport "l'eau à l'horizon 2025" nous rappelle que ce sont près de 8 milliards d'êtres humains qui devront accéder à une eau de qualité d'ici moins de vingt ans. C'est surtout durant la saison chaude que les besoins en eau augmentent sensiblement

Par ailleurs l'eau potable est utilisée en première nécessité pour la boisson et l'alimentation, mais aussi elle est nécessaire pour d'autres besoins domestiques très diversifiés tels que les usages sanitaires, les lavages (lessive, vaisselle) mais aussi l'arrosage des jardins, le lavage des voitures, le garnissage des piscines.

A ces utilisations s'ajoutent celles des établissements raccordés au réseau public de distribution d'eau. Ce sont les collectivités (écoles, équipements sportifs, nettoyage des rues, arrosage des espaces verts, défense contre l'incendie), les entreprises et les exploitations agricoles.

III.2. Estimation quantitative des consommations et besoins en eau :

III.2.1. Estimation actuelle :

Les besoins en eau des populations les plus démunies sont très mal estimés. En dépit d'une étude bien menée de cette demande, les ingénieurs de projets d'AEP se contentent souvent d'indications très générales pour dimensionner les infrastructures hydrauliques. Les outils d'évaluation de la demande sont en effet très limités. Les analyses permettant de définir les projets sont donc souvent insuffisantes et conduisent à proposer des équipements surdimensionnés par rapport à la demande.

La détermination des besoins en eau peut se faire soit :

- A partir de la consommation réelle estimée sur la base des volumes d'eau facturés aux consommateurs.
- Soit à partir de la consommation estimée sur la base des besoins théoriques.

III.2.1.1. Estimation de la consommation actuelle sur la base des volumes d'eau facturés :

Pour évaluer la consommation d'eau de la ville de Fouka, l'A.D.E (Algérienne Des Eaux), la structure chargée de la fourniture et de la gestion de l'eau a reparti les consommateurs en catégorie comme suit :

CATEGORIE I : consommation domestique

CATEGORIE II : consommation administrative, elle regroupe les équipements sanitaires, l'APC, la daïra, les écoles, les banques, bref toutes les édifices publiques

CATEGORIE III : consommation commerciale, elle regroupe tous les équipements commerciaux tel que les boulangeries, cafétérias, restaurants, bains et douches, centre commercial, toilettes publiques et abattoirs.

CATEGORIE IV : consommation industrielle

Les volumes facturés pour l'année 2008 sont résumés dans le tableau III.1 :

Tableau III.1- consommation facturée par catégorie (année 2008)

PERIODE	CATEGORIE I		CATEGORIE II		CATEGORIE III		CATEGORIE IV		TOTAL	
	V _F (m ³)	Nbre d'abon	V _F (m ³)	Nbre d'abon	V _F (m ³)	Nbre d'abon	V _F (m ³)	Nbre d'abon	V _F (m ³)	Nbre d'abon
1 ^{er} trim. (2008)	178866	6477	16067	71	5266	178	296	29	200495	6755
2 ^{er} trim. (2008)	203056	6479	18131	71	6682	178	297	27	228166	6755
3 ^{er} trim. (2008)	213019	6514	19334	71	6911	177	283	27	239547	6789
4 ^{er} trim. (2008)	172379	6543	24876	73	7213	186	317	27	204785	6827
1 ^{er} trim. (2009)	160482	6598	14755	74	6219	186	277	27	181733	6855

(Source : Algérienne des eaux-Kolea)

a- Consommation domestique :

Les volumes facturés sont repartis trimestriellement dans le tableau III.1.

Remarque :

Le nombre d'habitant est estimé en multipliant chaque abonné par le nombre 7 (moyenne d'une famille à Fouka donnée par la Daïra de Fouka)

Tableau III.3-consommation domestique facturée (année 2008)

Période	Domestique			
	Nbre d'abonnés	Nbre d'habitant	Volume consommé (m ³)	Dotation réelle (l/j/hab)
1 ^{er} Trim	6477	45339	178866	43,83
2 ^{ème} Trim	6479	45353	203056	49,75
3 ^{ème} Trim	6514	45598	213019	51,91
4 ^{ème} Trim	6543	45801	172379	41,82
1 ^{er} Trim(2009)	6598	46186	160482	38,61

(Source : Algérienne des eaux-Kolea)

b- Consommation commerciale :

Le *tableau III.3* montre les volumes facturés trimestriels des équipements commerciaux tel que les boulangeries, cafétérias, restaurants, bains et douches, centre commercial, toilettes publiques et abattoirs.

Tableau III.3-consommation commerciale facturée (année 2008)

Période	Commerciale	
	Nbre d'abonnés	Volume consommé (m ³)
1 ^{er} Trim	178	5266
2 ^{ème} Trim	178	6682
3 ^{ème} Trim	177	6911
4 ^{ème} Trim	186	7213
1 ^{er} Trim(2009)	186	6219

(Source : Algérienne des eaux-Kolea)

c-Consommation administrative

Les volumes facturés des équipements administratifs sont mentionnés dans le *tableau III.4.*

Tableau III.4-consommation administrative facturée (année 2008)

Période	Administrative	
	Nbre d'abonnés	Volume consommé (m ³)
1 ^{er} Trim	71	16067
2 ^{ème} Trim	71	18131
3 ^{ème} Trim	71	19334
4 ^{ème} Trim	73	24876
1 ^{er} Trim(2009)	74	14755

(Source : Algérienne des eaux-Kolea)

d- Consommation industrielle

Cette activité n'étant pas importante sa consommation est la plus faible de toutes les catégories . Les volumes facturés sont représentés dans le tableau III-5

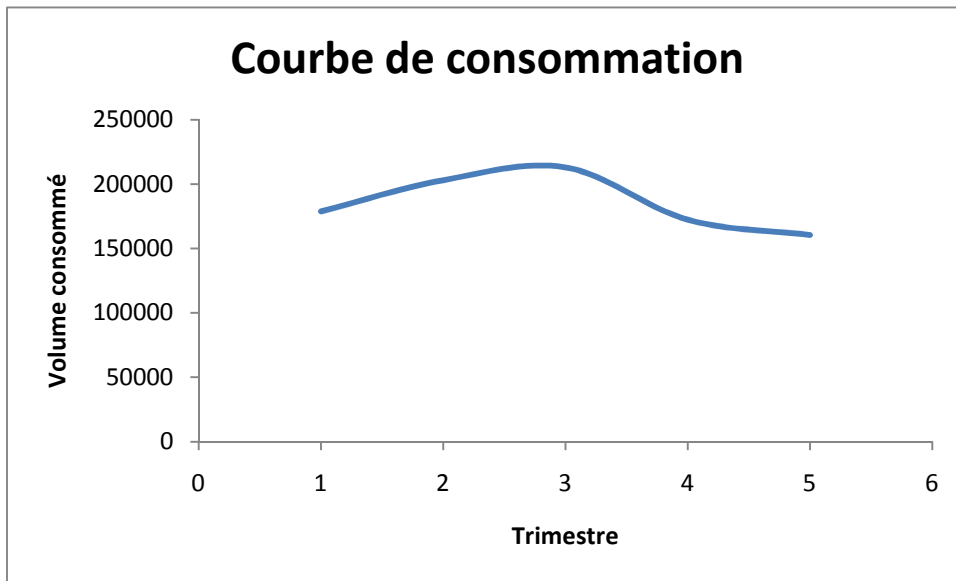
Tableau III.5-consommation administrative facturée (année 2008)

Période	Industrielle	
	Nbre d'abonnés	Volume consommé (m ³)
1 ^{er} Trim	29	296
2 ^{ème} Trim	27	297
3 ^{ème} Trim	27	283
4 ^{ème} Trim	27	317
1 ^{er} Trim(2009)	27	277

(Source : Algérienne des eaux-Kolea)

III.2.1.2.Construction des courbes de consommation

Après l'estimation des volumes facturés trimestriels de toutes les catégories les figures suivantes donnent les courbes de consommation



Figure(III-)1 Courbe consommation de la CATEGORIE I

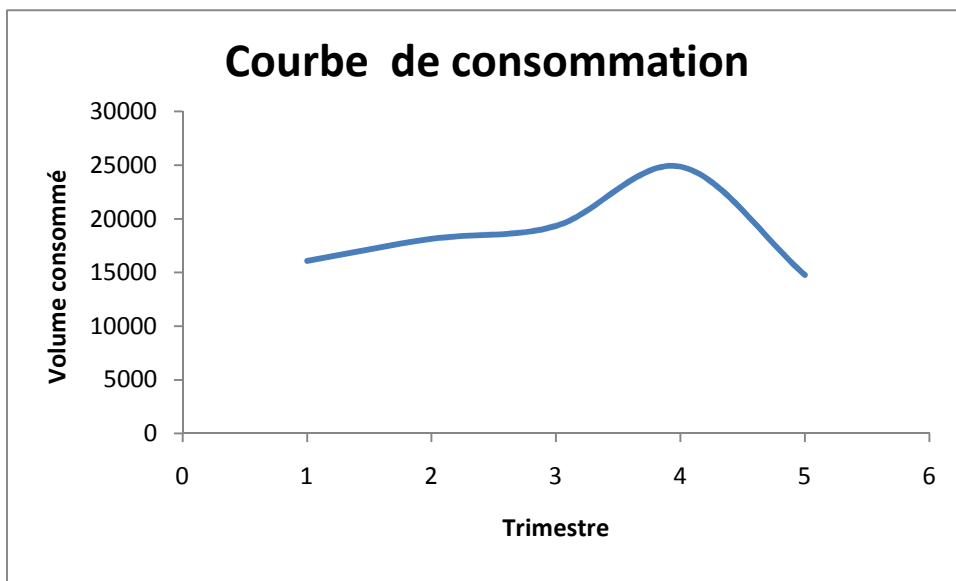


Figure (III-2) Courbe consommation de la CATEGORIE II

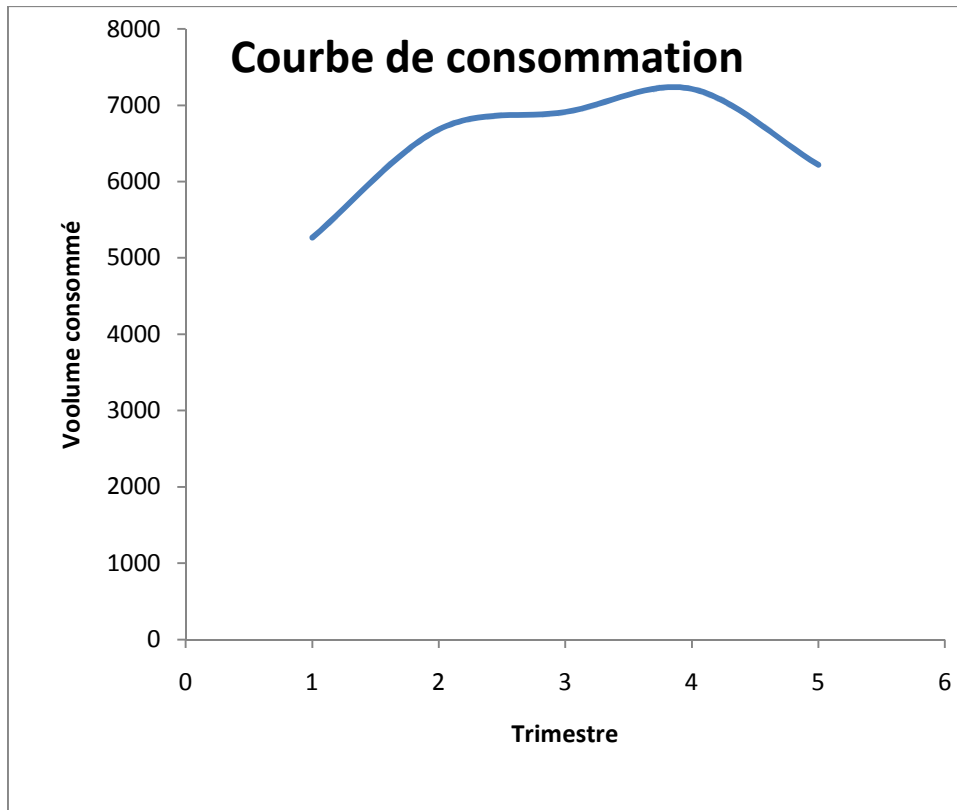
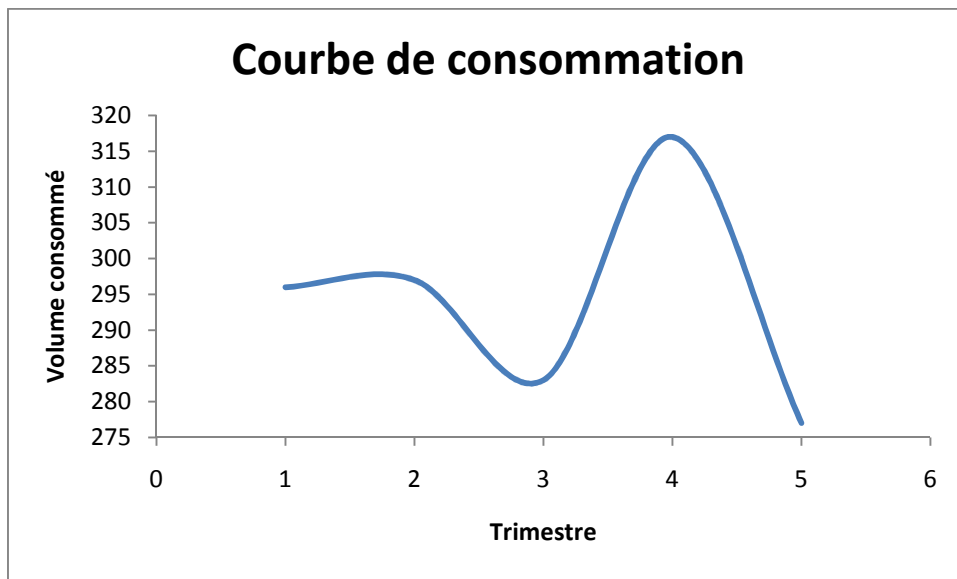
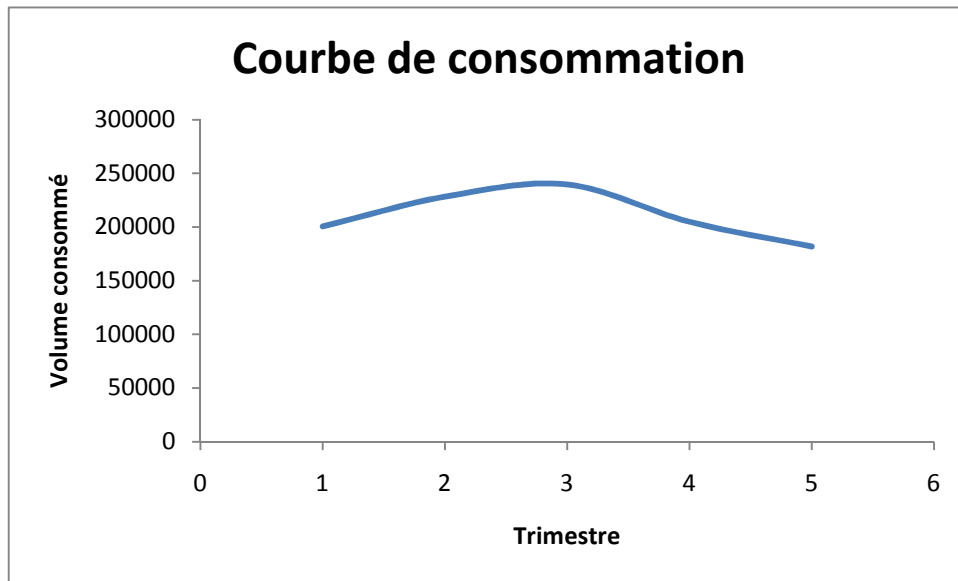


Figure (III-3) Courbe consommation de la CATEGORIE III



Figure(III-4) Courbe consommation de la CATEGORIE IV



Figure(III-5) Courbe de consommation totale

Remarque

Nous avons pu remarqué à travers les courbes que la consommation est élevée pendant le deuxième et le troisième trimestre qui correspondent à la période estivale et faible pendant le premier et le quatrième trimestre qui correspondent aux périodes automnales et hivernales de l'année.

III.2.1.2. Estimation de la consommation actuelle sur la base des besoins théoriques :

La consommation estimée à partir des besoins théoriques est donnée dans ce qui suit :

a- Consommation domestique :

La consommation domestique en eau moyenne est de **150 l / j / habitant**.

Cependant, cette moyenne varie en fonction de nombreux paramètres, comme par exemple :

- Les régions : les régions chaudes ont tendance à consommer un plus grand volume.
- Le mode de vie : Les consommations rurales sont inférieures aux consommations urbaines.
- Les périodes : La consommation en eau augmente de 40% l'été par comparaison à la moyenne annuelle, et de 30% le week-end.

La répartition des consommations en eau dans un foyer est en moyenne :

Tableau III.6-répartition des consommations domestiques

Usage de l'eau	Répartition des consommations sur la base de 150 l/j/habitant (litres)
Nettoyage de la vaisselle	15
Préparation nourriture	9
Lave-linge	15
WC	22,5
Baignoire	33
Douche	22,5
Lavabo	15
Lavage voiture, arrosage	9
Usages divers	9

(Source Algérienne des eaux-Kolea)

Tableau III.7-consommation domestique théorique (année 2008)

Trimestre	Nbre d'habitant	Dotation (l/j/hab)	volume consommé (m3)				
			1er Trim	2ème Trim	3ème Trim	4ème Trim	1er Trim (2009)
1 ^{er} Trim	6477	150	612076,5				
2 ^{ème} Trim	6479	150		612265,5			
3 ^{ème} Trim	6514	150			615573		
4 ^{ème} Trim	6543	150				618313,5	
1 ^{er} Trim(2009)	6598	150					623511

b- Consommation commerciale :

La consommation commerciale est estimée en pourcentage de la consommation domestique ; Selon les volumes facturés trimestriels des deux secteurs, on aura :

Tableau III.8- évaluation du rapport de la consommation commerciale/domestique

(D'après l'année 2008)

Secteur	Consommation trimestrielle				
	1er Trim	2ème Trim	3ème Trim	4ème Trim	1er Trim (2009)
Commercial	5266	6682	6911	7213	6219
Domestique	178866	203056	213019	172379	160482
Commercial/domestique	2,94%	3,29%	3,24%	4,18%	3,88%
<i>Pourcentage moy.</i>	3,42%				

Tableau III.9- consommation commerciale théorique (année 2008)

	Volume consommé (m3)				
	Trim1	Trim2	Trim3	Trim4	1er Trim (2009)
domestique	612076,5	612265,5	615573	618313,5	623511
commercial=3,42% *					
domestique	20933,0	20939,5	21052,6	21146,3	21324,1
Nbre d'abonné	178	178	177	186	186

c- Consommation administrative :

La consommation administrative est représentée dans le *tableau III.10*

Tableau III.10- consommation administrative théorique (année 2008)

Equipements	Nbre de personne	Dotation (l/j/hab)	volume consommé (m3)			
			1er Trim	2ème Trim	3ème Trim	4ème Trim
Sureté urbaine Fouka	88	15	118,8	118,8	119,8	119,8
Magasin APC Fouka	105	15	141,75	141,75	142,75	142,75
APC Fouka X	28	50	126	126	127	127
CNMA Fouka	63	20	133	113	114	114

CNASAT Fouka	90	20	161,6	161,6	162,6	162,6
D.E.C Siege APC Fouka	422	15	568,4	568,4	569,4	569,4
DGSN	347	15	468,5	468,5	469	469
Algérie Poste	125	15	168,8	168,8	169,3	169,3
MJ Fouka 08M JF	46	15	63	59,15	49,65	49,65
Annexe D.E.C	68	15	91,8	91,8	92,3	92,3
Siège de Daïra Fouka	260	15	351	351	351,5	351,5
Sureté de Daïra	8	15	10,8	10,8	11,3	11,3
Darak El Watani	29	15	39,15	39,15	39,65	39,65
Algérie Telecom	50	15	67,5	67,5	69	69
Algérie Poste	29	15	39,15	39,15	40,65	40,65
Police Communal Fouka	175	20	315	315	316,5	316,5
Police Communal Fouka 02BRT	283	20	509,4	509,4	510,9	510,9
Subdivision Hydraulique	64	15	86,4	86,4	87,9	87,9
Algérie Poste	105	15	141,75	141,75	143,25	143,25
Agence d'emploi	104	15	140,4	140,4	141,9	141,9
OPGI 34 Fades	80	15	108	108	109,5	109,5
CFPA Fouka	190	15	256,5	256,5	258	258
Darak EL Watani	487	15	657,45	657,45	658,95	658,95
U.C.C FOUKA	39	15	52,65	52,65	54,15	54,15

(Source Algérienne des eaux-Kolea)

d- Consommation des activités culturelles et sportives :

Le tableau III.11 illustre la consommation des activités sportives et culturelles.

Tableau III.11-consommation théorique des activités culturelles et sportives (année 2008)

Equipements	volume consommé (m3)					
	Nbre de personne	Dotation (l/j/hab)	1er Trim	2ème Trim	3ème Trim	4ème Trim
9 Mosquées	2136	20	3144,65	3844,65	3844,65	3144,65
OPGI Regie Fouka	10	50	45	45	46	46
E.P.S.P de Bou-Ismaïl	249	15	368,1	368,1	373,6	373,6
2 Salles de sport	351	15	473,85	473,85	474,85	474,85
01 Stade Communal	703	15	949,05	949,05	950,55	950,55
APC Fouka Salle de lutte	55	20	99	99	100	100
Residence Panorama Afik Douaou	314	150	6942,15	8242,15	8242,15	6942,15
IEF Inspection APC	6	15	8,1	8,1	8,6	8,6
APC ANNEXE AMARI ALI	236	15	318,6	318,6	320,1	320,1

(Source : Subdivision d'hydraulique-Koléa)

e- Consommation du secteur éducatif :

Cette consommation est notée dans le tableau III.12

Tableau III.12-consommation théorique du secteur éducatif (année 2008)

Equipements	volume consommé (m3)					
	Nbre de personne	Dotation (l/j/hab)	1er Trim	2ème Trim	3ème Trim	4ème Trim
18 écoles	4370	15	4870	5900	2000	4870
4 CEM	2220	15	2660	3000	1000	2660
2 Lycées	1440	15	1850	1950	1000	1850

(Source : Subdivision d'hydraulique-Koléa)

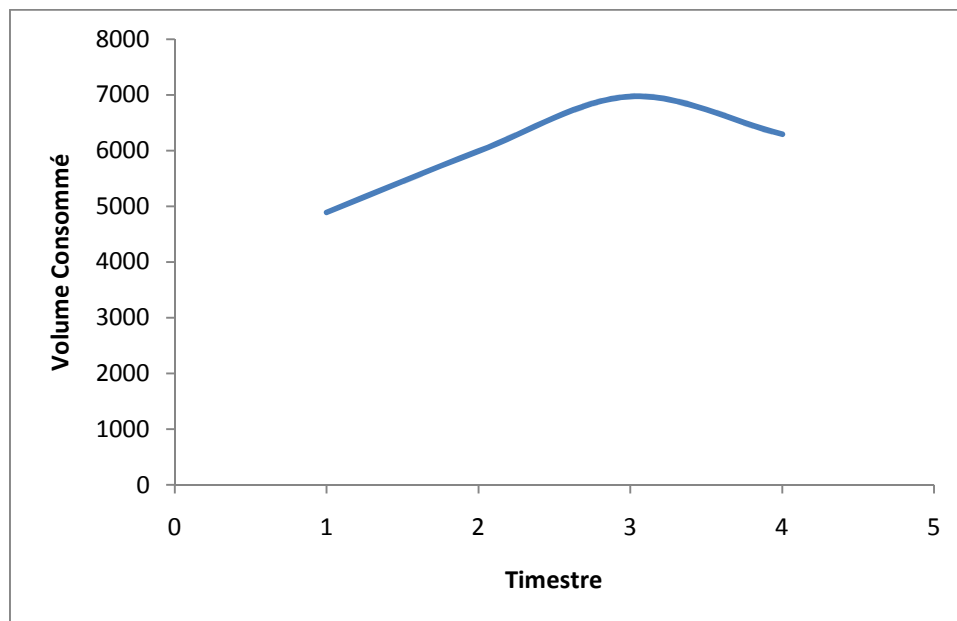
g- Résumé des consommations pour chaque secteur :

Le tableau III.13 donne le récapitulatif de toutes les catégories de consommateur

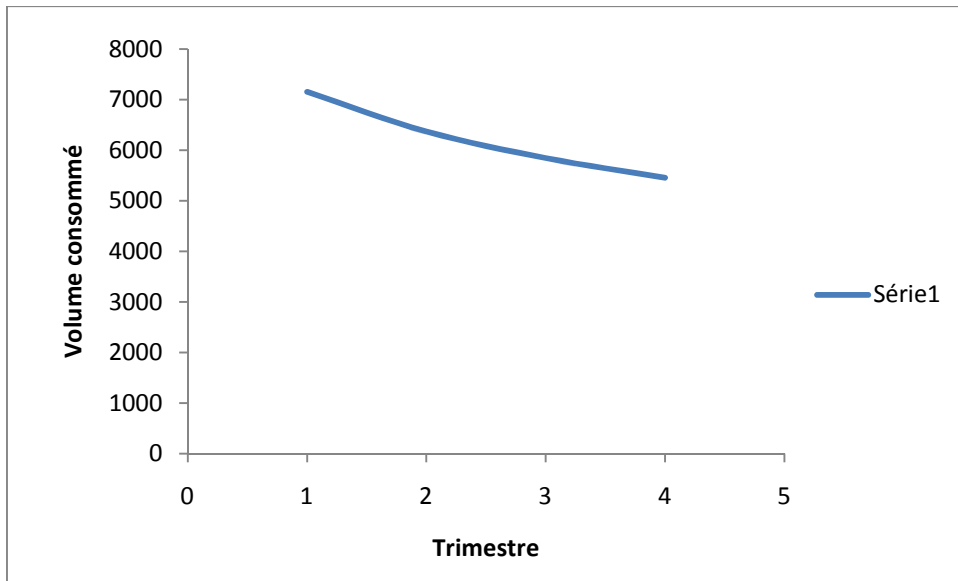
Tableau III.13-consommation théorique pour chaque secteur (année 2008)

	Consommation trimestrielle (m ³)			
	Trim1	Trim2	Trim3	Trim4
Educatif	9380	10850	4000	9380
Culturel - sportif	12492,5	14492,5	14518	12518
Administratif	4926,8	4922,95	4938,95	4918,93
Commercial	20933,0	20939,5	21052,6	21146,3
Domestique	612076,5	612265,5	615573	618313,5
TOTAL	659808,8	663470,45	660082,55	666276,73

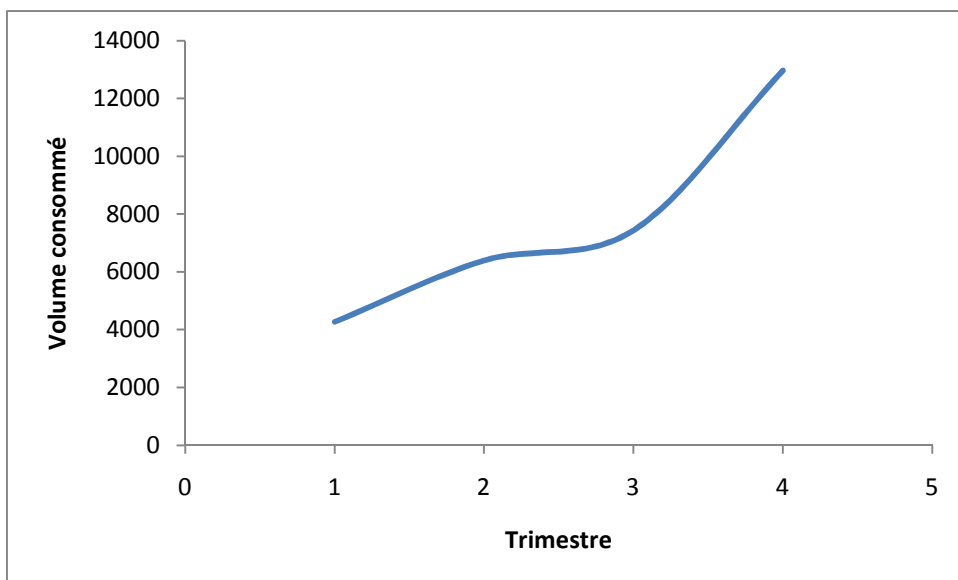
Grace aux valeurs de ce tableau nous allons tracer les courbes de consommation des différents consommateurs



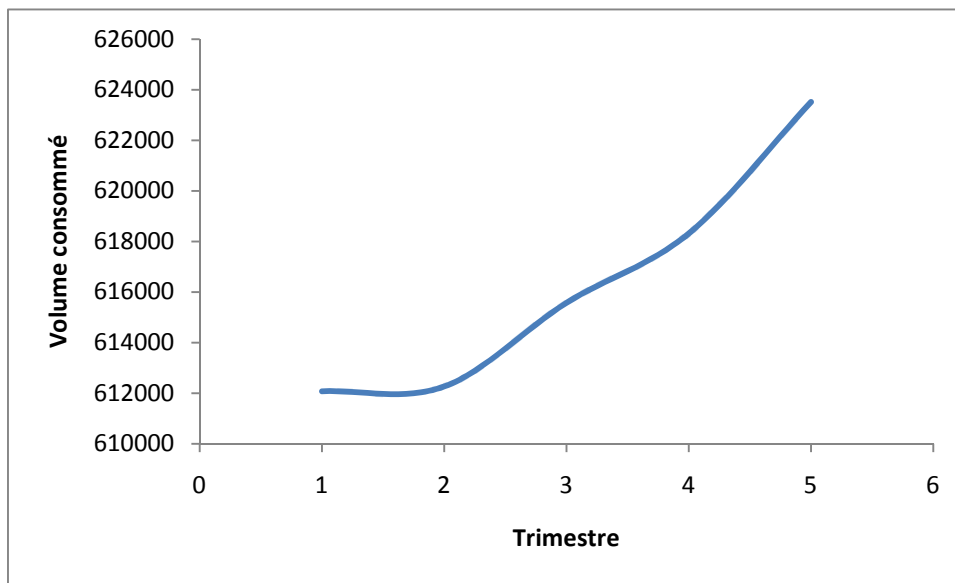
Figure(III-6) Courbe de consommation théorique du secteur éducatif



Figure(III-7) Courbe de consommation théorique du secteur culturel et sportif



Figure(III-8) Courbe de consommation théorique du secteur administratif



Figure(III-9) Courbe de consommation domestique théorique

III.2.2. Estimation prévisionnelle :

La prévision des demandes en eau revêt un enjeu capital à deux niveaux à la fois :

- Au niveau du planificateur de la mobilisation des ressources en eau et de son programme d'investissement. Celui-ci tend en permanence à anticiper et réaliser en avance les extensions des infrastructures de mobilisation, d'adduction, de stockage et de distribution qui permettraient de faire face au développement socio-économique projeté pour l'agglomération afin de ne pas tomber dans une situation de déficit en eau.
- Au niveau du gestionnaire du service de distribution en eau qui sans une prévision convenable de la demande ne saurait pas en mesure de projeter dans le futur ses comptes d'exploitation et ses tarifs de ventes d'eau à même d'assurer sa viabilité financière et par suite lui permettre de garantir à ces abonnés un niveau de service adéquat.

a- Consommation domestique :

L'estimation des volumes consommés trimestriels à l'horizon 2030 est résumée dans le *tableau III.15*.

L'évaluation de la population future à l'horizon 2030 est donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \dots\dots\dots (III.1)$$

P_n : population à l'horizon prévu ;

P_0 : population de l'année de référence (2008) ;

n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul et l'année de référence ;

T : le taux d'accroissement de la population (2,3%) selon le bureau d'étude BELLAVISTA

Tableau III.15-consommation domestique théorique (année 2030)

Habitants au :	Nbre d'habitant (2008)	Nbre d'habitant (2030)	Dotation (l/j/hab)	Volume consommé (m3)			
				1 ^{er} Trim	2 ^{ème} Trim	3 ^{ème} Trim	4 ^{ème} Trim
1 ^{er} Trim	45339	74771	200	1345878			
2 ^{ème} Trim	45353	74794	200		1346292		
3 ^{ème} Trim	45598	75199	200			1353582	
4 ^{ème} Trim	45801	75533	200				1359594

b- Consommation commerciale :

L'estimation de la consommation commerciale par rapport à la consommation domestique est donnée par le tableau suivant

Tableau III.16-consommation commerciale théorique (année 2030)

	Volume consommé (m3)			
	Trim1	Trim2	Trim3	Trim4
domestique	1345878	1346292	1353582	1359594
commercial=3,42% . domestique	46029,03	46043,19	46292,50	46498,11

c- Consommation administrative :

D'après le rapport de la révision du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Fouka, il a été possible de relever les projections pour le long terme des structures administratives suivantes

Tableau III.23-consommation théorique des équipements administratifs projetés
(année 2030)

Equipements	Nbre de personne	Dotation (l/j/hab)	volume consommé (m3)			
			1er Trim	2ème Trim	3ème Trim	4ème Trim
04 EFE	50	20	90	110	115	95
03 EFS	40	20	72	90	98	79
S .SP. SPEC	30	10	27	35	45	30
Maison des jeunes	40	10	36	50	49	35
Hôtel de poste	15	10	13,5	30	35	20
polyclinique	100	15	135	150	145	135
01 marché couvert	200	10	180	220	250	200
01 crèche	90	50	405	430	450	410
01 bibliothèque.	70	10	63	76	70	65

(Source :D.H.W d Tipaza)

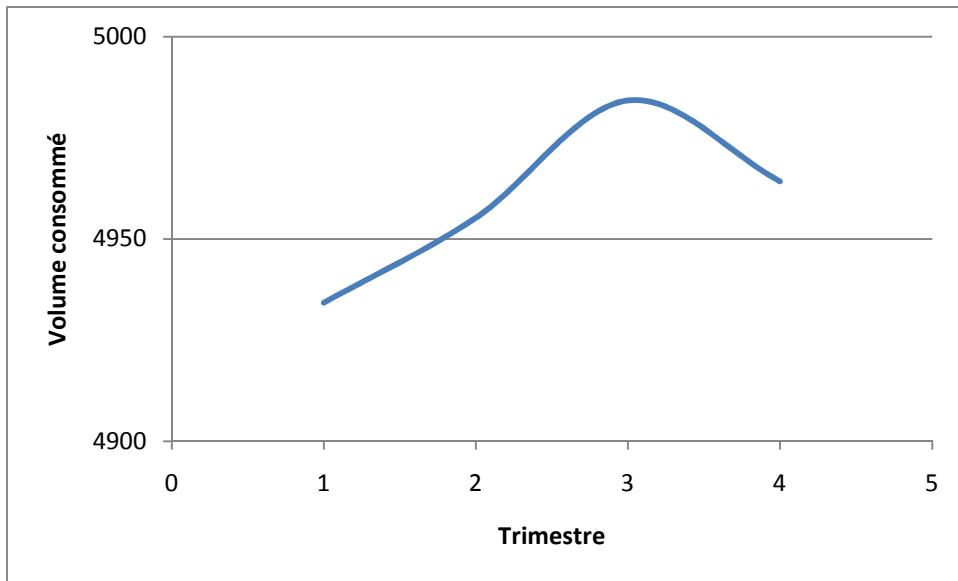
d- Résumé des consommations pour chaque secteur :

Tableau III.17-consommation théorique pour chaque secteur (année 2030)

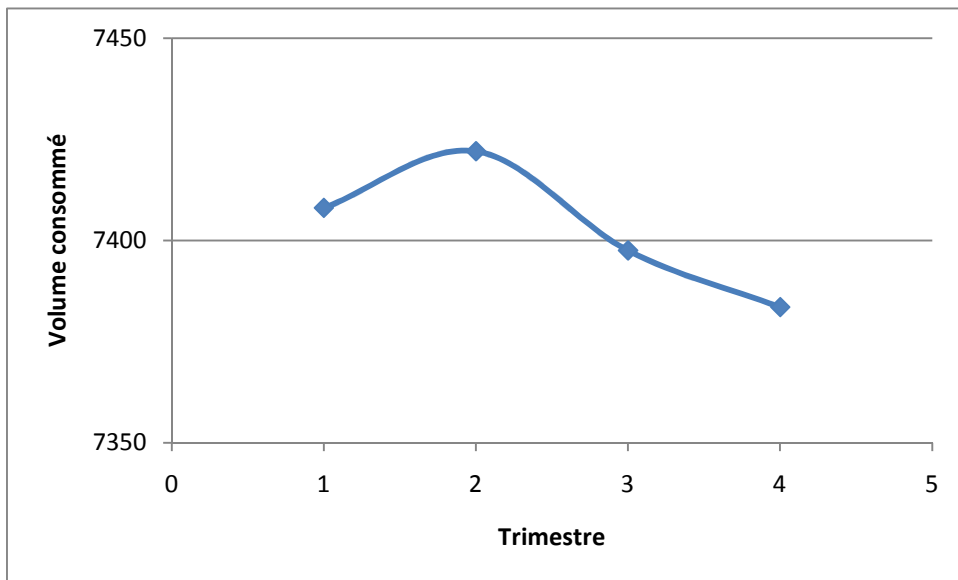
	Consommation trimestrielle (m ³)			
	Trim1	Trim2	Trim3	Trim4
Educatif	4934,25	4955,25	4984,25	4964,25
Culturel - sportif	7408	7422	7397,5	7383,5
Administratif	5418,45	5552,95	5641,95	5487,95
Commercial	28947,0	29323,93	29702,08	29809,5
Domestique	907429,5	919245,6	931099,8	934467,0
TOTAL	954137,2	966499,73	978825,58	982112,2

e- Courbe de consommation

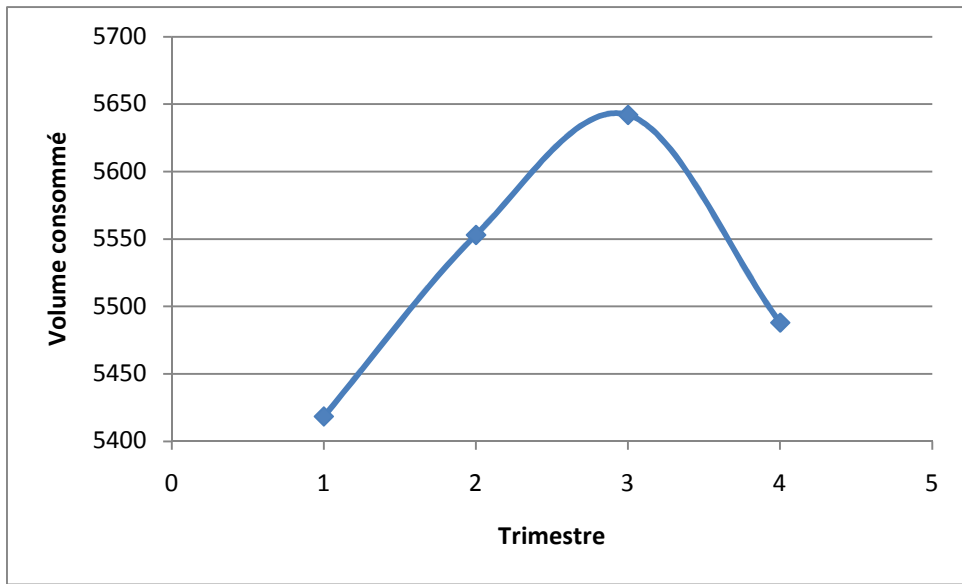
Les courbes de consommations pour l’horizon 2030 se présente comme suit :



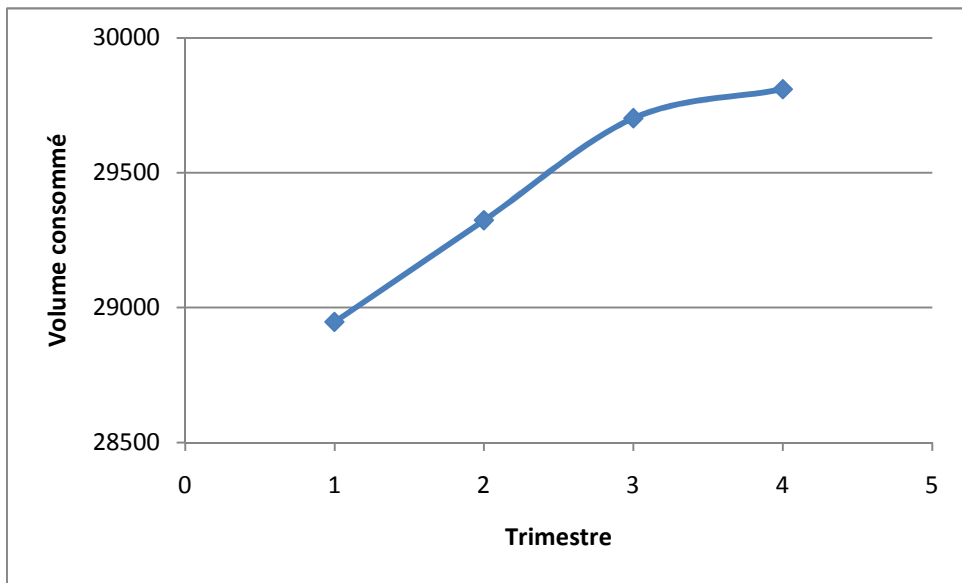
Figure(III-10) Courbe de consommation prévisionnelle du système éducatif



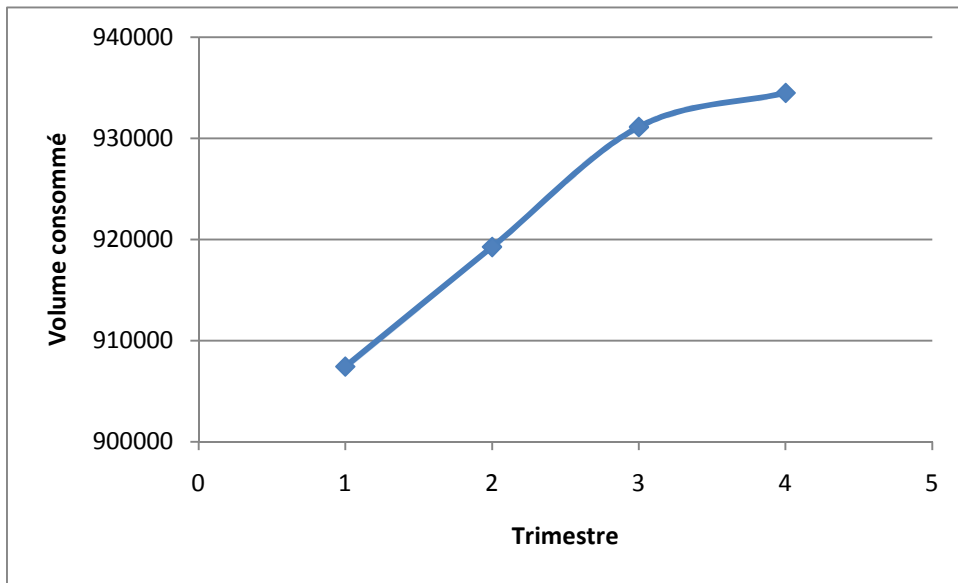
Figure(III-11) Courbe de consommation prévisionnelle culturel et sportif



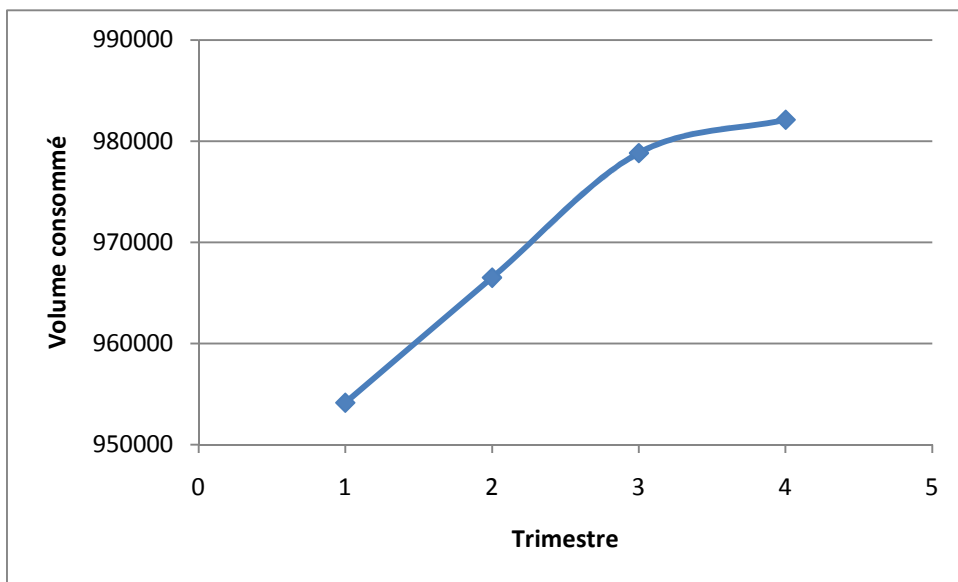
Figure(III-12) Courbe de consommation prévisionnelle administratif



Figure(III-13) Courbe de consommation prévisionnelle commercial



Figure(III-14) Courbe de consommation prévisionnelle domestique



Figure(III-15) Courbe de consommation prévisionnelle totale

III.3/ Bilan de la production :

L'alimentation en eau de la ville de Fouka est assurée par les deux champs de captage celui de Koléa et de Berbassa. L'eau produite de ces deux champs approvisionne ainsi la commune de Koléa, Chaiba et un secteur industriel (usine TONIC).

VP : volume produit des champs de captage.

VD : volume distribué à partir des réservoirs de stockage pour Koléa et Fouka et avant réservoirs pour Chaiba et TONIC.

$$TP : \text{taux de perte tel que : } TP = \frac{VP - VD}{VP} 100 \dots\dots\dots(III.2)$$

VP_F : volume produit destiné à la ville de Fouka tel que :

$$VP_F = \frac{VD}{(100\% - TP)} 100 \dots\dots\dots(III.3)$$

$$E_{d-f} = 100 * (V_D - V_F) / V_D \dots\dots\dots(III.4)$$

E_{d-f} : écart entre le volume distribué et celui facturé

Les taux de pertes trimestriels dans la commune de Fouka calculés en appliquant la formule (II.2) sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.18-Les taux de pertes dans le réseau

Commune de Fouka			
Trimestre	VP (m³)	VD (m³)	TP (%)
1 ^{er} Trim	700344	641793	8,36
2 ^{ème} Trim	731644	648099	11,42
3 ^{ème} Trim	733660	669707	8,72
4 ^{ème} Trim	677085	602667	10,99
1 ^{er} Trim(2009)	610925	562249	7,97

(Source : Algérienne des eaux-Koléa)

Le tableau suivant illustre ainsi le bilan de la production, distribution et consommation de la ville de Fouka ainsi que les écarts entre les volumes distribués et facturés en appliquant la formule (III.4).

Tableau III.19-Bilan de : Production-Distribution-Consommation

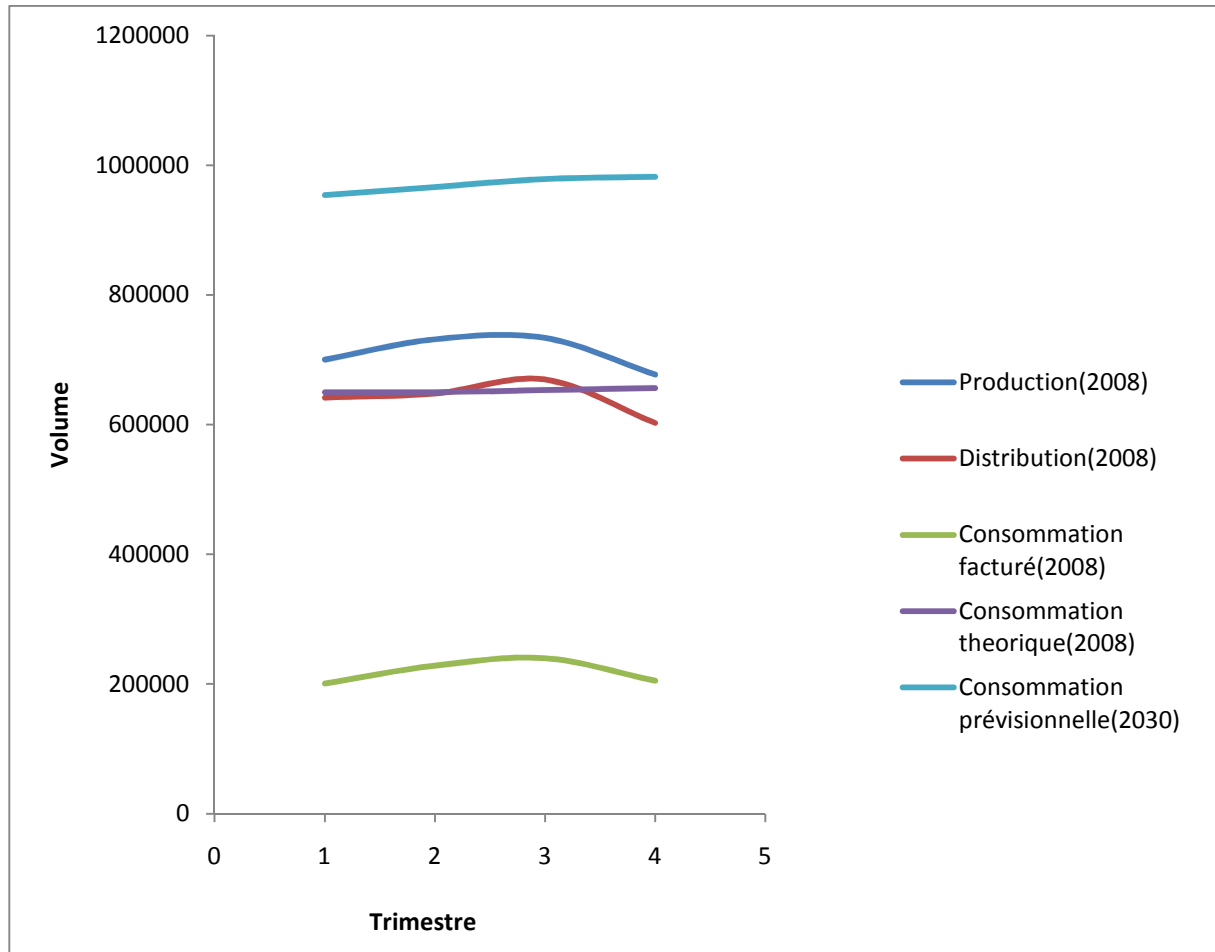
	Bilan de: Production-Distribution- Consommation			
	Trim1	Trim2	Trim3	Trim4
Production (pour la commune de Fouka) (m3) (année 2008)	700344	731644	733660	677085
Distribution (m3) (année 2008)	641793	648099	669707	602667
consommation facturée (m3) (année 2008)	200495	228166	239547	204785
Consommation théorique (m3) (année 2008)	659808,8	663470,45	660082,55	666276,73
Consommation prévisionnelle (m3) (année 2030)	954137,2	966499,73	978825,58	982112,2
E _{d-f} :(ecart entre le volume distribué et celui facturé en %)	68.8	64.8	64.2	66.0

Le tableau suivant donne les valeurs du déficit d'eau pour l'année 2030.

Tableau II.20-déficit entre production/besoins année 2030

	Trim1	Trim2	Trim3	Trim4
Production (m3) (année 2008)	700344	731644	733660	677085
Consommation prévisionnelle (m3) (année 2030)	954137,2	966499,73	978825,58	982112,2
Volume déficitaire (m3)	253793,2	234855,73	245165,58	305027,2
Besoin prévisionnel (m3/j)	2819,92	2609,51	2724,06	3389,19

La figure suivante donne les courbes de consommation, de production et de facturation des horizons considérés



Figure(III-16) Courbe de consommation de tous les horizons

III.4. Conclusion:

Sur la base d'une étude assez approfondie des consommations et des besoins en eau des différents secteurs d'activités et équipements, nous avons tiré les conclusions suivantes

- a- Il existe un écart très flagrant entre les volumes d'eau distribués et les volumes d'eau facturés. Cette différence qui est de l'ordre de 66% en moyenne sur les quatre trimestres de l'année et elle est justifiée par des pertes dans le réseau et surtout des branchements illicites qui ont été fait par divers consommateurs.
- b- Les volumes d'eau distribués et produits présentent un écart d'environ 9% et cela est du aux pertes .
- c- Les besoins pour l'horizon 2030 sont de loin supérieurs à la production actuelle donc il est impératif de projeter de nouvelles sources telles que des forages ou un apport suffisant à partir de la station de dessalement.
- d- La consommation théorique en 2008 est proche(légèrement supérieure) à la production de cette même année donc une bonne gestion du réseau pourrait remédier à ce problème.

Mais si on prend en considération le taux de pertes on sera nettement en dessous donc il va falloir palier aux problèmes des pertes et prévoir une production supplémentaire.

CHAPITRE IV: DESCRIPTION ET DIAGNOSTIC DU RESEAU ACTUEL

IV.1.Introduction :

Pour pouvoir déceler les anomalies du fonctionnement, les fuites, les points de fortes ou basses pressions, vérifier les vitesses etc.... les gérants des réseaux d'alimentation en eau potable doivent faire un inventaire complet des réservoirs, des conduites, des joints bref de tous les composants du réseau.

La connaissance de ces facteurs ainsi qu'une bonne description sur l'ensemble du réseau existant représente un avantage nécessaire pour faire un bon diagnostic et par la suite proposer des solutions adéquates.

IV.2.Présentation du réseau d'A-E-P de la ville de Fouka :

Le réseau d'AEP de la ville de Fouka est de type ramifié-maillé, il est vétuste, sous dimensionné et accuse des pertes importantes. Il est constitué de conduites en Fonte et en Amiante en $\Phi 60$, $\Phi 80$, $\Phi 150$, $\Phi 200$, $\Phi 250$ et $\Phi 300$.

La ville de Fouka est alimentée en eau potable à partir des villes de Koléa et de Berbessa par deux systèmes de production d'eau souterraines.

IV.3. Etat de fait :

L'alimentation en eau potable de la commune de **FOUKA** est assurée par quatre (04) conduites principales de diamètre DN 300AC amiante ciment et 150F en fonte et DN 400PEHD en passant par le réservoir existant de capacité 1000m³.

L'arrivée de deux (02) réservoir de stockage situé à **KOLEA (HAI BILAL)** de capacité (2000+1250) m³, et l'arrivée d'un autre réservoir de stockage de capacité (2*2500m³) situé à **KOLEA (HAI BILAL)** assurant le remplissage des deux Réservoirs de stockage jumelés situé à l'extérieur de la zone d'études (**HAI ALI KERKOUBA**) de capacité (2 * 500m³) à travers des conduites d'adduction de diamètre DN 300AC en amiante ciment et une conduite de DN150F en fonte arrivée de HAI BILAL vers le réservoir de (200m³ à l'arrêt) qui renforce L'alimentation en eau du chef lieu.

IV.3.1. Chef-Lieu:

Les deux (02) réservoirs jumelés de capacité 2 x500m³ existant alimentent le chef lieu à travers la conduite principale de diamètre DN 250AC en amiante ciment vers le réseau de distribution de l'agglomération et dont l'état est mixte (ancien et récent)

Les deux (02) réservoirs jumelés de capacité (500m³+1000m³) existant réservoir alimentent le chef lieu à travers la conduite principale de DN300F en fonte.

Le réservoir de (500m³) qui est situé dans le domaine HEDLI MOHAMED celui-ci renforce L'alimentation en eau du chef lieu avec une conduite de (DN150F) en fonte.

IV.3.2. Agglomérations secondaires:**Fouka Marine:**

Elle est alimentée par un piquage du réseau de distribution de la ville avec des Conduite principales de diamètres DN 150 et DN 100 en fonte et des DN110 et DN90 en PEHD.

- Hai Bougra:

Le réservoir de capacité 5000m³ à **KOLEA (HAI BILAL)** alimente l'agglomération à travers la conduite principale de diamètre DN 200 vers le réseau de distribution dont l'état est vétuste.

IV.3.3. Etat de fait Zone Eparses:

Les zone éparses de la commune sont dépourvues de réseau de distribution en eau potable.

IV.4. Les capacités de stockage:

Deux réservoirs existants sur le site **HAI BILAL** de capacité 1250 et 2000 m³, ils sont alimentés par le réservoir 5000 m³ par l'intermédiaire d'une conduite Ø 300, ensuite plusieurs sorties permettant la distribution d'eau potable des différentes zones.

IV.4.1. Le réservoir 5000 m³ :

Le premier équipement est le réservoir 5000 m³ situé à la côte 227 m NGA surplombant toute la ville de **KOLEA** permettant ainsi une distribution gravitaire de l'eau pompée (par une conduite Ø 500 en acier enrobé) à partir du champ de captage de **MAZAFRAN**. Ce réservoir est en très bon état.

L'arrivée de l'eau s'effectue en sur verse par deux conduites Ø 500 acier (avec un piquage en Ø80 galvanisé vers **HAI BILAL**) et de ce réservoir sortent deux conduites Ø 300 en acier, l'une alimentant le réservoir 2 x 500 de la ville de **FOUKA** et l'autre alimentant la ville de **KOLEA**.

IV.4.2. Les réservoirs R1250 m³ et 2000 m³ :

Ces réservoirs sont implantés à la cote 190 m NGA, l'arrivée de l'eau s'effectue par le bas au R 2000 et R 1250 se remplissent par le système de vase communicant la sortie se fait par trois conduites en fonte, l'une vers le chef lieu de **KOLEA** en Ø 150 en fonte en bon état, l'autre vers **DOUAR DRIOUCHE** Ø 80 en fonte en bon état et la troisième en Ø 300 en fonte en bon état. L'eau est distribuée par la conduite Ø 200 en fonte vers la ville de **FOUKA**.

IV.4.3. L'état des réservoirs

Le tableau IV.1 nous donne les renseignements sur les réservoirs existants

Tableau IV.1 les réservoirs de Fouka

Réservoirs	Cote Trop plein	Cote Radier	Capacité(m ³)
R1	166.63	162.03	500
R2	166.63	162.03	1000
R3	183.11	179	500
R4	183.11	179	500
R5	192.01	187.9	100
R6	192.01	187.9	500
R7		227	3250
R8	117.5	113.45	500

IV.5. Production

IV.5.1. Système de Kolea

Il est composé de :

a- un champ de captage de forages à savoir :

Ce champ de captage est composé de neuf forages dont les débits et les volumes sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.2 Les forages du système de Kolea

Designation des forages	Q_{exp} (m ³ /h)	Volume journalier (m ³)
F07	84	1848
F08	30	396
F10	42	924
F11	15	330
F12	90	1980
F14	90	1980
F15	72	1584
F16	72	1320
F17	108	2376
TOTAL	603	13226

b- Station de pompage de Koléa

La station de pompage de Koléa collecte l'eau souterraine produite des 09 forages cités ci-dessus dans un réservoir surélevé vétuste de capacité $V=1000\text{m}^3$, l'eau passe dans un collecteur d'aspiration DN600 acier à partir de laquelle les pompes aspirent.

Les pompes refoulent dans une conduite DN500 Fonte vers un réservoir tampon de forme rectangulaire RV2x2500 situé à Koléa (Saint Maurice). HA)

Les caractéristiques de la station sont mentionnées dans le tableau suivant

Tableau IV.3 Les pompes du système de Kolea

Bache de reprise	Groupe electropompe horizontal	Transformateur	Antibelier
Nombre 01 Capacité 1000m ³	Nombre 03 $Q=468\text{m}^3/\text{h}$ Hmt=227m P=450kw	Nombre 01 P=630 KVA	Nombre 01 V=7000 L Ps=26bars P _E =39bars

c- Adduction

La station de pompage de Koléa refoule l'eau dans une conduite DN500 Ft. vers le réservoir Tampon de Saint Maurice qui est composé de deux compartiments et qui présente les caractéristiques suivantes :

-Capacité de stockage 5000m³ dont un compartiment de 2500m³ destiné pour la ville de Fouka

-Longueur : 51,02m

- Largeur : 19.60 m
- Hauteur : 5.00 m
- Cote terrain naturelle : 221.78 m NGA
- Cote radier : 219.98 m NGA
- Cote arrivée : 225.08 m NGA

L'eau coule gravitairement du compartiment de Fouka (2500 m³) dans une conduite DN 300 AC sur un linéaire de 2042 ml pour alimenter les réservoirs (2x500 m³) Ouest alimentant la partie haute et le centre ville de Fouka. Il existe encore un autre piquage sur cette dite conduite en DN150 PVC alimentant les réservoirs (1000+500 m³) Est alimentant la localité de Si M'Hamed bouguerra.

N.B : une deuxième conduite en DN400 PEHD est tirée du compartiment 2500 m³ de Fouka (les travaux en cours de réalisation) dans le but d'assurer et d'autonomiser l'adduction des réservoirs 1000+500 m³ Est et les réservoirs 2x500 m³ Sud ainsi la distribution de Hai Ali Amman et les 400 lots (qui est considéré comme point noir de distribution). Et l'ancienne conduite DN300 AC sera désignée pour la distribution d'EP pour la zone haute de Fouka (528 logts Fades, 190logts, 68 logts, Douar Facteur, 96 lots,...)

IV.5.2. Système de Berbessa

Il est composé de :

a-Un champ de captage de forages

Ce champ de captage est composé de quatre forages dont les débits et les volumes sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.4 Les forages du système de système de Berbessa

Designation des forages	Q _{exp} (m ³ /h)	Volume journalier (m ³)
F03	24	528
F04	42	924
F07	72	1584
F08	72	1584
TOTAL	210	4620

b-Station de pompage de Berbessala

La station de pompage de Berbessala collecte l'eau souterraine produite par les 04 forages cités ci-dessus dans un réservoir semi-enterré à partir duquel l'eau arrive gravitairement dans un collecteur d'aspiration DN600. Les pompes aspirent avec une conduite DN300 et la refoule dans une conduite DN500 en fonte vers un château d'eau d'une capacité de 1000m³ situé à Cheigue (commune de Chaïba).

Les caractéristiques de la station de pompage sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Les pompes du système de Berbessala

Bache de reprise	Groupe electropompe horizontal	Transformateur	Antibelier
Nombre 01 Capacité 500m ³	Nombre 06 Q=180m ³ /h Hmt=250m P=200kw	Nombre 01 P=800 KVA	Nombre 01 V=9000 L Ps=25bars P _E =37,5bars

c-Adduction

La station de pompage refoule l'eau dans une conduite DN500 en fonte vers le château d'eau de Cheigue qui présente les caractéristiques suivantes :

- Capacité de stockage : 10000m³
- Diametre : 17,80m
- Hauteur : 4,00m
- Cote terrain naturel : 188m NGA
- Cote radier : 213,00m NGA
- Cote d'arrivée : 217,10m NGA
- Surélévation : 25m

IV.6. Diagnostic du réseau d'AEP existant:

Un diagnostic consiste en la vérification de l'état du réseau et des aléas qui peuvent survenir lors de son fonctionnement ; Il a pour objectif d'améliorer le rendement et d'optimiser le fonctionnement actuel et futur.

IV.6.1. Diagnostic général :

Le réseau actuel est constitué des conduites en amiante ciment qui appartiennent à l'ancien réseau et des conduites en fontes qui sont majoritaires et en bon état son fonctionnement présente des points noirs notamment des zones de fortes pressions et de basse pression. Nous avons plusieurs réservoirs dont certains sont à l'arrêt et servent de brise charge

Par ailleurs nous pouvons dire que le réseau est hétérogène, surdimensionné par endroit et sous dimensionné par autre, ce qui implique un rééquilibrage des mailles par un nouveau dimensionnement ou par une optimisation intelligente permettant d'aller dans de bonnes conditions de desserte.

IV.6.2. Diagnostic physique:

Par la présence d'un plan de réseau de la ville de Koléa, on a pu faire un diagnostic physique qui sera résumé dans le *tableau III.5*.

Tableau IV.6-diagnostic physique du réseau existant

N°	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Type de Matériau	Etat de la conduite
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	R1	1	160	1557	PVC	BON
2	1	2	102	603	PEHD	BON
3	R1	3	300	1754	FONTE	BON
4	3	4	300	494	FONTE	BON
5	4	5	80	149	FONTE	BON
6	5	6	80	203	FONTE	BON
7	6	7	150	136	FONTE	BON
8	4	7	300	197	FONTE	BON
9	7	8	300	387	FONTE	BON
10	8	9	300	461	FONTE	BON
11	9	10	100	314	FONTE	BON
12	9	11	300	171	FONTE	BON
13	11	12	110	315	FONTE	BON
14	12	13	110	184	FONTE	BON
15	12	6	150	450	FONTE	BON
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)

16	12	14	150	251	FONTE	BON
17	14	15	50	353	FONTE	BON
18	15	16	200	160	FONTE	BON
19	16	17	200	180	FONTE	BON
20	17	11	300	406	FONTE	BON
21	14	18	150	109	FONTE	BON
22	18	19	150	287	FONTE	BON
23	19	20	150	305	FONTE	BON
24	20	21	150	495	FONTE	BON
25	21	22	150	68	FONTE	BON
26	22	23	150	158	FONTE	BON
27	23	24	150	185	FONTE	BON
28	24	25	150	149	FONTE	BON
29	25	26	150	152	FONTE	BON
30	26	15	200	83	FONTE	BON
31	21	27	150	144	FONTE	BON
32	27	28	100	256	FONTE	BON
33	28	29	100	94	FONTE	BON
34	29	30	100	104	FONTE	BON
35	30	31	100	161	FONTE	BON
36	31	27	100	46	FONTE	BON
37	31	32	150	274	FONTE	BON
38	32	33	150	191	FONTE	BON
39	33	34	100	251	PEHD	BON
40	34	35	90	265	PEHD	BON
41	23	36	100	219	FONTE	BON
42	36	37	90	383	FONTE	BON
43	37	38	110	181	FONTE	BON
44	38	24	150	502	FONTE	BON
45	39	25	150	374	FONTE	BON
46	39	R8	150	279	FONTE	BON
47	26	40	100	69	FONTE	BON
48	40	41	100	187	FONTE	BON
49	41	42	200	193	FONTE	BON
50	42	17	150	135	FONTE	BON
51	42	43	250	737	FONTE	BON
52	43	44	250	307	FONTE	BON
53	44	45	250	267	AC	MOYEN
54	44	R10	250	64	AC	MOYEN
55	45	46	250	1203	AC	MOYEN
56	R7	46	300	2387	AC	MOYEN
57	R7	47	300	1813	AC	MOYEN
58	47	48	300	1037	AC	MOYEN
59	48	44	250	852	AC	MOYEN
60	48	49	250	204	AC	MOYEN
61	49	50	102	185	FONTE	BON
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)

62	49	61	250	30	AC	MOYEN
63	61	51	150	686	AC	MOYEN
64	51	52	150	598	AC	MOYEN
65	52	53	150	506	AC	MOYEN
66	43	54	150	530	AC	MOYEN
67	54	55	90	1184	PVC	BON
68	54	60	150	400	AC	MOYEN
69	R5	56	150	112	FONTE	BON
70	56	57	125	518	PEHD	BON
71	56	60	150	260	FONTE	BON
72	60	R5	150	3412	FONTE	BON
73	R5	58	160	322	PEHD	BON
74	58	59	160	578	PEHD	BON
75	R1	R2	300	40	AC	MOYEN
76	R3	R4	300	38	AC	MOYEN
77	R5	R6	300	42	AC	MOYEN
78	R7	R2	300	2042	AC	MOYEN
79	R1	46	300	351	AC	MOYEN
80	R4	61	300	55	AC	MOYEN
81	60	R5	150	332	AC	MOYEN
82	R9	22	150	37	FONTE	BON

La conduite en fonte représente de par sa constitution et la vaste gamme de revêtements de protection de sa paroi de grandes garanties contre la corrosion et sa longévité est bien connue. Pour les tuyaux de grande dimension, le poids constitue indéniablement un facteur limitatif de leur emploi en faveur d'autres matériaux comme l'acier par exemple.

En revanche, les tuyaux en fonte sont particulièrement intéressants pour les diamètres courants (DN100 à 300 mm), les tronçons moins accidentés et les lignes droites du tracé où la fonte offre des prix de revient rentable.

La conduite en PEHD est la plus intéressante pour les diamètres inférieur à 315mm.

La conduite en PVC représente des avantages décisifs tel que :

- Une excellente résistance à long terme et à la corrosion.
- Insensibilité aux courants vagabonds.
- Très bonnes qualités hydrauliques de par sa paroi lisse.
- Grande gamme de raccord.
- Légèreté et facilité de mise en œuvre.
- Très bon rapport qualité/coût.

IV.6.3.Diagnostic hydraulique:

Un diagnostic hydraulique consiste à une vérification de l'état du réseau en fonctionnement afin de déceler les anomalies pouvant surgir.

Pour cela, nous procédons à un calcul du réseau maillé de la ville en commençant pas les étapes suivantes :

IV.6.3.1.Calcul des débits:

a. Débit moyen journalier:

$$Q_{journalier}^{moy} = 2649638.53m^3 / an = 7259.28m^3 / an.$$

Ce débit a été tiré du chapitre précédent et il représente la consommation théorique (2008) .

b. Débit maximal journalier:

$$Q_{max}^j = Q_{moy}^j \cdot K_{max}^j \dots\dots\dots(IV.1)$$

On prend $K_{max}^j = 1,3$

Le coefficient maximal journalier K_{max}^j permet une majoration du débit moyen journalier qui traduit les variations au cours de l'année.

$$Q_{max}^j = 7259.28 * 1.3 = 9437.06m^3 / j$$

c. Débit moyen horaire:

$$Q_{moy}^h = \frac{Q_{max}^j}{24} \dots\dots\dots(IV.2)$$

$$Q_{moy}^h = \frac{9437.06}{24} = 393.21m^3 / h$$

d. Débit maximal horaire:

$$Q_{max}^h = Q_{moy}^h \cdot K_{max}^h \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec: $K_{max}^h = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots(IV.4)$

Le coefficient maximal horaire K_{max}^h permet une majoration du débit moyen horaire au cours de la journée.

Le coefficient α_{max} dépend des habitudes de la population et du développement industriel, il sera pris égal à 1,2.

Le coefficient β_{max} dépend de l'accroissement de la population.

Tableau IV.7- Le paramètre β_{max} en fonction de la population

Population (hab.) 10³	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1 5	1,1	1,0 3	1

Après interpolation, β_{\max} sera pris égal à : 1.136

$$K_{\max}^h = 1.2 * 1.136 = 1.363$$

$$Q_{\max}^h = 393.21 * 1.363 = 535.95 m^3 / h = 148,88 l / s$$

e. Débit spécifique:

Cas de pointe :

$$q_{sp} = \frac{Q_{\max}^h - Q_c}{\sum L_i} \dots\dots\dots(IV.5)$$

Avec : Qc : débit concentré

$$Q_c = 0.1 * 148.88 = 14.89 l/s$$

Cas de pointe +Incendie:

$$q_{sp} = \frac{(Q_{\max}^h + 17) - Q_{conc}}{\sum L_i} \dots\dots\dots(IV.6)$$

e. Débit spécifique:

$$q_{sp} = \frac{(Q_{\max}^h - Q_{conc})}{\sum L_i} \dots\dots\dots(IV.7)$$

(cas de pointe)

ΣL_i : somme des longueurs de tous les tronçons du réseau de distribution.

$$q_{sp} = \frac{(Q_{\max}^h + 17) - Q_{conc}}{\sum L_i} \dots\dots\dots(IV.8)$$

(cas de pointe+incendie)

Avec: Q_{conc} débit prélevé pour la partie haute est de FOUKA MARINE (BASSIN ROMAIN) ; ce débit est représenté comme un débit concentré, sa valeur est estimé à 10% du débit total distribué pour la commune et il est prélevé au niveau du nœud N°1 par une conduite en PEHD DN110 qui se réduit à un diamètre de 90mm.

Q_{conc} : Débit concentré

$$q_{sp} = \frac{148.88 - 14,9}{36226} = 0,003691 \text{ l/s/ml}$$

$$q_{sp} = \frac{(148.88 + 17) - 14,9}{36226} = 0,00417 \text{ l/s/ml}$$

f- Débits en route:

$$Q_{ri} = q_{sp} \cdot L_i \dots\dots\dots(\text{IV.8})$$

Q_{ri} : Débit en route pour chaque tronçon.

g. Débits aux nœuds:

$$Q_{noeudi} = 0,55 \sum_{i=1}^n Q_{ri} + Q_{cons} \dots\dots\dots(\text{IV.9}) \quad n= 1;2;3;4$$

Q_{noeudi} : Débit au nœud $\sum_{i=1}^n Q_{ri}$: somme des débits route autour du nœud.

Le tableau IV.8 et IV.9 résumés les résultats obtenus par le calcul des formules ci-dessus :

h. Calcul des débits nodaux (cas des pointes)

Les débits aux nœuds pour le cas des pointes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8-calcul des débits aux nœuds(cas des pointes)

N° des nœuds	N° des tronçons	longueur des tronçons	Débits route	somme	débits nodaux
		(m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1_R1	1557	5,75	7,97	4,54+14,89
	1_2	603	2,23		
2	2_1	603	2,23	2,23	1,66
3	R1_3	1754	6,47	8,30	4,70
	3_4	494	1,82		
4	4_3	494	1,82	3,10	2,10
	4_5	149	0,55		
	4_7	197	0,73		
5	5_4	149	0,55	1,30	1,20
	5_6	203	0,75		
6	6_12	450	1,66	2,91	2,01
	6_5	203	0,75		
	6_7	136	0,50		
7	7_6	136	0,50	2,66	1,88
	7_4	197	0,73		

	7_8	387	1,43		
8	8_9	461	1,70	3,13	2,11
	8_7	387	1,43		
9	9_8	461	1,70	3,49	2,30
	9_11	171	0,63		
	9_10	314	1,16		
10	10_-9	314	1,16	1,16	1,13
11	11_17	406	1,50	3,29	2,20
	11_12	315	1,16		
	11_9	171	0,63		
12	12_11	315	1,16	4,43	2,76
	12_14	251	0,93		
	12_13	184	0,68		
	12_6	450	1,66		
13	13_12	184	0,68	0,68	0,89
14	14_12	251	0,93	2,63	1,87
	14_18	109	0,40		
	14_15	353	1,30		
15	15_14	353	1,30	2,20	1,65
	15_16	160	0,59		
	15_26	83	0,31		
16	16_15	160	0,59	1,25	1,18
	16_17	180	0,66		
17	17_16	180	0,66	2,66	1,88
	17_42	135	0,50		
	17_11	406	1,50		
18	18_14	109	0,40	1,46	1,28
	18_19	287	1,06		
19	19_20	305	1,13	2,18	1,64
	19_18	287	1,06		
20	20_19	305	1,13	2,95	2,03
	20_21	495	1,83		
21	21-27	144	0,53	2,61	1,85
	21-20	495	1,83		
	21-22	68	0,25		
22	22_23	158	0,58	0,97	1,04
	R9_22	37	0,14		
	22_21	68	0,25		
23	23_22	158	0,58	2,07	1,59
	23_36	219	0,81		
	23_24	185	0,68		
24	24_23	185	0,68	3,08	2,09
	24_38	502	1,85		
	24_25	149	0,55		

25	25_24	149	0,55	2,49	1,80
	25_26	152	0,56		
	25_39	374	1,38		
26	26_25	152	0,56	1,12	1,11
	26_15	83	0,31		
	26_40	69	0,25		
27	27_21	144	0,53	1,65	1,37
	27_28	256	0,94		
	27_31	46	0,17		
28	28_27	256	0,94	1,29	1,20
	28_29	94	0,35		
29	29_28	94	0,35	0,73	0,92
	29_30	104	0,38		
30	30_29	104	0,38	0,98	1,04
	30_31	161	0,59		
31	31_32	274	1,01	1,77	1,44
	31_30	161	0,59		
	31_27	46	0,17		
32	32_33	191	0,70	1,72	1,41
	32_31	274	1,01		
33	33_32	191	0,70	1,63	1,37
	33_34	251	0,93		
34	34_33	251	0,93	1,90	1,50
	34_35	265	0,98		
35	35_34	265	0,98	0,98	1,04
36	36_37	383	1,41	2,22	1,66
	36_23	219	0,81		
37	37_36	383	1,41	2,08116	1,59
	37_38	181	0,67		
38	38_37	181	0,67	2,52	1,81
	38_24	502	1,85		
39	39_R8	279	1,03	2,41	1,75
	39_25	374	1,38		
40	40_41	187	0,69	0,94	1,02
	40_26	69	0,25		
41	41_40	187	0,69	1,40	1,25
	41_42	193	0,71		
42	42_41	193	0,71	3,93	2,51
	42_43	737	2,72		
	42_17	135	0,50		
43	43_42	737	2,72	5,81	3,45
	43_44	307	1,13		
	43_54	530	1,96		
44	44_45	267	0,99	2,35	1,73

	44_R10	64	0,24		
	44_43	307	1,13		
45	45_44	267	0,99	5,42	3,26
	45_46	1203	4,44		
46	R7_46	2387	8,81	13,25	7,17
	45_46	1203	4,44		
47	R7_47	1813	6,69	10,52	5,81
	47_48	1037	3,83		
48	48_44	852	3,14	7,72	4,41
	48_47	1037	3,83		
	48_49	204	0,75		
49	49_48	204	0,75	1,55	1,32
	49_61	30	0,11		
	49_50	185	0,68		
50	50_49	185	0,68	0,68	0,89
51	51_52	598	2,21	4,74	2,92
	51_61	686	2,53		
52	52_51	598	2,21	4,07	2,59
	52_53	506	1,87		
53	53_52	506	1,87	1,87	1,48
54	54_43	530	1,96	7,80	4,45
	54_55	1184	4,37		
	54_60	400	1,48		
55	55_54	1184	4,37	4,37	2,73
56	56_57	518	1,91	3,28	2,19
	R5_56	112	0,41		
	56_60	260	0,96		
57	57_56	518	1,91	1,91	1,51
58	R5_58	322	1,19	3,32	2,21
	58_59	578	2,13		
59	59_58	578	2,13	2,13	1,62
60	R5_60	332	1,23	16,25	8,93
	60_R8	3412	12,59		
	60_56	260	0,96		
	60_54	400	1,48		
61	61_51	686	2,53	2,84	1,97
	61_R4	55	0,20		
	61_49	30	0,11		

i. Calcul des débits nodaux (cas des pointes)

Les débits aux nœuds pour le cas des pointes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9-calcul des débits aux nœuds (cas des pointes+incendie)

N° des nœuds	N° des tronçons	longueur des tronçons	Débits route	somme	débits nodaux
		(m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1_R1	1557	6,49	9,01	5,11+14,89
	1_2	603	2,51		
2	2_1	603	2,51	2,51	1,87
3	R1_3	1754	7,31	9,37	5,30
	3_4	494	2,06		
4	4_3	494	2,06	3,50	2,36
	4_5	149	0,62		
	4_7	197	0,82		
5	5_4	149	0,62	1,47	1,34
	5_6	203	0,85		
6	6_12	450	1,88	3,29	2,26
	6_5	203	0,85		
	6_7	136	0,57		
7	7_6	136	0,57	3,00	2,11
	7_4	197	0,82		
	7_8	387	1,61		
8	8_9	461	1,92	3,54	2,38
	8_7	387	1,61		
9	9_8	461	1,92	3,94	2,58
	9_11	171	0,71		
	9_10	314	1,31		
10	10_-9	314	1,31	1,31	1,26
11	11_17	406	1,69	3,72	2,47
	11_12	315	1,31		
	11_9	171	0,71		
12	12_11	315	1,31	5,00	3,11
	12_14	251	1,05		
	12_13	184	0,77		
	12_6	450	1,88		
13	13_12	184	0,77	0,77	0,99
14	14_12	251	1,05	2,97	2,10
	14_18	109	0,45		
	14_15	353	1,47		
15	15_14	353	1,47	2,49	1,85
	15_16	160	0,67		
	15_26	83	0,35		

16	16_15	160	0,67	1,42	1,32
	16_17	180	0,75		
17	17_16	180	0,75	3,01	2,11
	17_42	135	0,56		
	17_11	406	1,69		
18	18_14	109	0,45	1,65	1,44
	18_19	287	1,20		
19	19_20	305	1,27	2,47	1,84
	19_18	287	1,20		
20	20_19	305	1,27	3,34	2,28
	20_21	495	2,06		
21	21-27	144	0,60	2,95	2,08
	21-20	495	2,06		
	21-22	68	0,28		
22	22_23	158	0,66	1,10	1,16
	R9_22	37	0,15		
	22_21	68	0,28		
23	23_22	158	0,66	2,34	1,78
	23_36	219	0,91		
	23_24	185	0,77		
24	24_23	185	0,77	3,49	2,35
	24_38	502	2,09		
	24_25	149	0,62		
25	25_24	149	0,62	2,81	2,02
	25_26	152	0,63		
	25_39	374	1,56		
26	26_25	152	0,63	1,27	1,24
	26_15	83	0,35		
	26_40	69	0,29		
27	27_21	144	0,60	1,86	1,54
	27_28	256	1,07		
	27_31	46	0,19		
28	28_27	256	1,07	1,46	1,34
	28_29	94	0,39		
29	29_28	94	0,39	0,83	1,02
	29_30	104	0,43		
30	30_29	104	0,43	1,11	1,16
	30_31	161	0,67		
31	31_32	274	1,14	2,01	1,61
	31_30	161	0,67		
	31_27	46	0,19		
32	32_33	191	0,80	1,94	1,59
	32_31	274	1,14		
33	33_32	191	0,80	1,84	1,51

	33_34	251	1,05		
34	34_33	251	1,05		
	34_35	265	1,11	2,15	1,76
35	35_34	265	1,11	1,11	1,16
36	36_37	383	1,60		
	36_23	219	0,91	2,51	1,87
37	37_36	383	1,60		
	37_38	181	0,75	2,35	1,79
38	38_37	181	0,75		
	38_24	502	2,09	2,85	2,03
39	39_R8	279	1,16		
	39_25	374	1,56	2,72	1,97
40	40_41	187	0,78		
	40_26	69	0,29	1,07	1,14
41	41_40	187	0,78		
	41_42	193	0,80	1,58	1,40
42	42_41	193	0,80		
	42_43	737	3,07		
	42_17	135	0,56	4,44	2,83
43	43_42	737	3,07		
	43_44	307	1,28		
	43_54	530	2,21	6,56	3,89
44	44_45	267	1,11		
	44_R10	64	0,27		
	44_43	307	1,28	2,66	1,94
45	45_44	267	1,11		
	45_46	1203	5,02	6,13	3,67
46	R7_46	2387	9,95		
	45_46	1203	5,02	14,97	8,10
47	R7_47	1813	7,56		
	47_48	1037	4,32	11,88	6,55
48	48_44	852	3,55		
	48_47	1037	4,32		
	48_49	204	0,85	8,73	4,97
49	49_48	204	0,85		
	49_61	30	0,13		
	49_50	185	0,77	1,75	1,48
50	50_49	185	0,77	0,77	1,00
51	51_52	598	2,49		
	51_61	686	2,86	5,35	3,29
52	52_51	598	2,49		
	52_53	506	2,11	4,60	2,91
53	53_52	506	2,11	2,11	1,67
54	54_43	530	2,21	8,82	5,02

	54_55	1184	4,94		
	54_60	400	1,67		
55	55_54	1184	4,94	4,94	3,08
56	56_57	518	2,16	3,71	2,47
	R5_56	112	0,47		
	56_60	260	1,08		
57	57_56	518	2,16	2,16	1,69
58	R5_58	322	1,34	3,75	2,49
	58_59	578	2,41		
59	59_58	578	2,41	2,41	1,82
60	R5_60	332	1,38	18,36	10,28
	60_R8	3412	14,23		
	60_56	260	1,08		
	60_54	400	1,67		
61	61_51	686	2,86	3,22	2,22
	61_R4	55	0,23		
	61_49	30	0,13		

IV.6.3.2. Calcul des paramètres hydrauliques du réseau:

En utilisant un logiciel de calculs des réseaux maillés (Epanet), nous avons pu obtenir les résultats mentionnés dans le tableau I.10 et le tableau III.10

Tableau IV.10 calcul des paramètres hydrauliques

État des Noeuds du Réseau							
ID Noeud	Altitude m	Demande l/s	Cas de pointe		Cas de pointe+ incendie		observation sur la pression
			Charge m.c.e	Pression m.c.e	Charge m.c.e	Pression m.c.e	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Noeud 1	126.7	19.43	153.18	26.48	152.28	25.58	bonne
Noeud 2	125.3	1.66	152.83	27.53	151.86	26.56	bonne
Noeud 3	124.61	4.70	155.17	30.56	152.07	27.56	bonne
Noeud 4	125.51	2.10	152.91	27.40	149.02	23.52	bonne
Noeud 5	125	1.20	150.57	25.57	146.76	21.76	bonne
Noeud 6	124.7	2.01	148.64	23.94	144.99	20.29	bonne
Noeud 7	126.22	1.88	152.14	25.92	148.50	22.28	bonne
Noeud 8	125.7	2.11	151.66	25.96	148.32	22.62	bonne
Noeud 9	126.7	2.30	151.14	24.44	147.41	20.71	bonne
Noeud 10	115.65	1.13	151.04	35.39	147.30	31.65	bonne
Noeud 11	124.49	2.20	150.97	26.48	147.12	22.63	bonne

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Noeud 12	103	2.76	135.81	32.81	132.41	29.41	bonne
Noeud 13	82.9	0.89	135.78	52.88	132.38	49.48	Un peu élevé
Noeud 14	28.06	1.87	120.45	92.39	117.66	89.60	Elevée
Noeud 15	105.5	1.65	142.02	36.52	137.93	32.43	bonne
Noeud 16	111.86	1.18	146.13	34.27	142.07	30.21	bonne
Noeud 17	114.6	1.88	150.90	36.30	146.89	32.29	bonne
Noeud 18	84.5	1.28	113.51	29.01	111.06	26.56	bonne
Noeud 19	71.15	1.64	96.06	24.91	94.54	23.39	bonne
Noeud 20	56.5	2.03	78.58	22.08	78.14	21.64	bonne
Noeud 21	34.5	1.85	52.31	17.81	53.77	19.27	bonne
Noeud 22	36.26	1.04	50.29	14.03	52.05	15.79	bonne
Noeud 23	47.27	1.59	70.75	23.48	57.86	10.59	basse
Noeud 24	70.14	2.09	91.77	21.63	82.89	12.75	basse
Noeud 25	94.07	1.80	115.43	21.36	112.43	18.36	bonne
Noeud 26	105	1.11	140.14	35.14	136.03	31.03	bonne
Noeud 27	27	1.37	51.88	24.88	53.29	26.29	bonne
Noeud 28	13.38	1.20	51.49	38.11	52.84	39.46	bonne
Noeud 29	13.09	0.92	51.44	38.35	52.78	39.69	bonne
Noeud 30	11.82	1.04	51.43	39.61	52.77	40.95	bonne
Noeud 31	25.18	1.44	51.44	26.26	52.77	27.59	bonne
Noeud 32	22.29	1.41	51.24	28.95	52.54	30.25	bonne
Noeud 33	12.43	1.37	51.16	38.73	52.45	40.02	bonne
Noeud 34	12.5	1.50	50.81	38.31	52.20	39.70	bonne

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Noeud 35	14.5	1.04	50.69	36.19	52.07	37.57	bonne
Noeud 36	50.7	1.66	72.63	21.93	61.53	10.83	basse
Noeud 37	82	1.59	88.14	6.14	76.87	dépression	Inacceptable
Noeud 38	82	1.81	90.16	8.16	80.30	dépression	inacceptable
Noeud 39	110.3	1.75	115.44	5.14	113.99	3.69	basse
Noeud 40	111.67	1.02	145.37	33.70	140.26	28.59	bonne
Noeud 41	116.88	1.25	160.94	44.06	153.00	36.12	bonne
Noeud 42	116.36	2.51	161.47	45.11	153.44	37.08	bonne
Noeud 43	133.14	3.45	169.75	36.61	159.19	26.05	bonne
Noeud 44	142	1.73	172.01	30.01	160.30	18.30	bonne
Noeud 45	145	3.26	171.94	26.94	161.53	16.53	bonne
Noeud 46	146	7.17	171.78	25.78	167.85	21.85	bonne
Noeud 47	160	5.81	196.88	36.88	195.99	35.99	bonne
Noeud 48	179	4.41	182.43	3.43	181.22	2.22	basse
Noeud 49	184	1.32	181.25	-2.75	181.03	dépression	inacceptable
Noeud 50	179	0.89	181.21	2.21	180.99	1.99	basse
Noeud 51	175	2.92	180.26	5.26	179.97	4.97	basse
Noeud 52	173	2.59	179.99	6.99	179.64	6.64	basse
Noeud 53	150.78	1.48	179.96	29.18	179.60	28.82	bonne
Noeud 54	147.65	4.45	174.71	27.06	167.94	20.29	bonne
Noeud 55	142.72	2.73	171.56	28.84	163.94	21.22	bonne
Noeud 56	175.05	2.19	186.92	11.87	186.08	11.03	basse
Noeud 57	167.8	1.51	186.83	19.03	185.97	18.17	bonne

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Noeud 58	168	2.21	189.81	21.81	189.79	22.79	bonne
Noeud 59	157.87	1.62	189.77	31.90	189.74	31.87	bonne
Noeud 60	164.85	8.93	181.33	16.48	178.87	14.02	bonne
Noeud 61	181	1.97	181.09	0.09	181.01	0.01	basse
Réservoir R1	162.03	392.08	164.03	2.00	164.03	2.00	basse
Réservoir R2	164.06	-78.61	166.06	2.00	166.06	2.00	basse
Réservoir R3	179	0.17	181.00	2.00	181.00	2.00	basse
Réservoir R4	179	50.86	181.00	2.00	189.90	2.00	basse
Réservoir R5	187.9	-271.96	189.90	2.00	189.00	2.00	basse
Réservoir R6	187	197.38	189.00	2.00	223.98	2.00	basse
Réservoir R7	221.98	-591.33	223.98	2.00	115.49	2.00	basse
Réservoir R8	113.49	27.72	115.49	2.00	40.22	2.00	basse
Réservoir R9	38.22	116.79	40.22	2.00	152.00	2.00	basse
Réservoir R10	170	7.99	172.00	2.00	181.00	2.00	basse

Calcul des paramètres hydrauliques

En utilisant le même logiciel (EPANET) nous avons pu déterminer les paramètres hydrauliques du réseau qui sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau IV.10-calcul des paramètres hydrauliques

État des tuyaux du Réseau									
ID Tuyau	Longueur m	Diamètre mm	Cas de pointe			Cas de pointe+incendie			observation sur la vitesse
			Débit l/s	Vitesse m/s	PCU m/km	Débit l/s	Vitesse m/s	PCU m/km	
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Tuyau 1	322	160	3.83	0.19	0.29	4.30	0.21	0.36	inadmissible

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Tuyau 2	494	300	89.01	1.26	4.58	4.80	0.07	0.02	inadmissible
Tuyau 3	197	300	81.78	1.16	3.89	7.81	0.11	0.05	inadmissible
Tuyau 4	149	80	5.13	1.02	15.70	0.65	0.13	0.35	inadmissible
Tuyau 5	203	80	3.93	0.78	9.48	0.69	0.14	0.39	inadmissible
Tuyau 6	136	150	35.04	1.98	25.72	2.09	0.12	0.13	inadmissible
Tuyau 7	387	300	44.86	0.63	1.24	7.83	0.11	0.05	inadmissible
Tuyau 9	461	300	42.75	0.60	1.13	10.21	0.14	0.08	inadmissible
Tuyau 10	314	100	1.13	0.14	0.32	1.26	0.16	0.39	inadmissible
Tuyau 11	171	300	39.32	0.56	0.97	14.05	0.20	0.14	inadmissible
Tuyau 12	315	110	21.36	2.25	48.15	2.34	0.25	0.74	inadmissible
Tuyau 13	184	110	0.89	0.09	0.13	0.99	0.10	0.16	inadmissible
Tuyau 14	450	150	36.96	2.09	28.53	5.04	0.29	0.66	inadmissible
Tuyau 17	160	200	74.70	2.38	25.70	20.56	0.65	2.16	inadmissible
Tuyau 18	180	200	75.88	2.42	26.49	21.88	0.70	2.43	inadmissible
Tuyau 19	406	300	15.77	0.22	0.18	14.18	0.20	0.15	inadmissible
Tuyau 20	251	150	54.67	3.09	61.17	11.48	0.65	3.04	inadmissible
Tuyau 21	353	50	2.99	1.52	61.10	0.78	0.40	4.88	inadmissible
Tuyau 22	109	150	55.79	3.16	63.65	14.36	0.81	4.64	inadmissible
Tuyau 23	287	150	54.51	3.08	60.83	15.80	0.89	5.57	inadmissible
Tuyau 24	305	150	52.87	2.99	57.30	17.64	1.00	6.87	inadmissible
Tuyau 25	495	150	50.84	2.88	53.08	19.92	1.13	8.66	inadmissible
Tuyau 26	68	150	37.70	2.13	29.64	34.69	1.96	25.22	inadmissible
Tuyau 27	158	150	80.13	4.53	129.5 1	43.25	2.45	38.72	inadmissible
Tuyau 28	185	150	74.96	4.24	113.6 1	35.76	2.02	26.75	inadmissible
Tuyau 29	149	150	88.87	5.03	158.7 8	33.43	1.89	23.48	inadmissible
Tuyau 30	152	150	89.93	5.09	162.5 5	27.70	1.57	16.32	inadmissible
Tuyau 31	83	200	70.06	2.23	22.68	19.50	0.62	1.96	inadmissible
Tuyau 32	144	150	11.29	0.64	2.95	12.69	0.72	3.67	admissible
Tuyau 33	256	100	2.70	0.34	1.55	3.04	0.39	1.92	inadmissible
Tuyau 34	94	100	1.50	0.19	0.53	1.70	0.22	0.67	inadmissible
Tuyau 35	104	100	0.58	0.07	0.10	0.68	0.09	0.13	Admissible
Tuyau 36	161	100	0.46	0.06	0.06	0.48	0.06	0.07	inadmissible
Tuyau 37	46	100	7.22	0.92	9.71	8.11	1.03	12.12	admissible
Tuyau 38	274	150	5.32	0.30	0.73	6.02	0.34	0.91	inadmissible
Tuyau 39	191	150	3.91	0.22	0.41	4.43	0.25	0.52	inadmissible
Tuyau 40	251	100	2.54	0.32	1.38	2.92	0.37	1.78	inadmissible
Tuyau 41	265	90	1.04	0.16	0.46	1.16	0.18	0.56	inadmissible
Tuyau 42	219	100	6.75	0.86	8.56	5.71	0.73	6.24	admissible
Tuyau 43	383	80	8.41	1.67	40.50	3.84	0.76	9.07	inadmissible

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Tuyau 44	181	110	10.00	1.05	11.17	2.05	0.22	0.59	inadmissible
Tuyau 45	502	150	11.81	0.67	3.21	0.02	0.00	0.00	inadmissible
Tuyau 46	374	150	0.74	0.04	0.02	59.11	3.35	71.29	inadmissible
Tuyau 47	69	100	20.98	2.67	75.88	9.45	1.20	16.22	inadmissible
Tuyau 48	187	100	22.00	2.80	83.25	10.59	1.35	20.19	inadmissible
Tuyau 49	193	200	23.25	0.74	2.73	11.99	0.38	0.79	inadmissible
Tuyau 50	135	150	62.00	3.51	78.27	38.17	2.16	30.37	inadmissible
Tuyau 51	737	250	87.75	1.79	11.24	52.99	1.08	4.25	inadmissible
Tuyau 52	307	250	70.47	1.44	7.36	38.53	0.78	2.32	admissible
Tuyau 53	267	250	11.48	0.23	0.24	13.51	0.28	0.33	inadmissible
Tuyau 54	1203	250	8.22	0.17	0.13	9.84	0.20	0.18	inadmissible
Tuyau 55	1037	300	158.29	2.24	13.93	157.85	2.23	13.86	inadmissible
Tuyau 56	852	250	91.68	1.87	12.23	91.00	1.85	12.06	inadmissible
Tuyau 57	204	250	62.20	1.27	5.79	61.89	1.26	5.73	Admissible
Tuyau 58	185	102	0.89	0.11	0.19	1.00	0.12	0.23	inadmissible
Tuyau 59	30	250	59.99	1.22	5.40	59.41	1.21	5.30	Admissible
Tuyau 60	686	150	6.99	0.40	1.20	7.87	0.45	1.50	inadmissible
Tuyau 61	598	150	4.07	0.23	0.45	4.58	0.26	0.55	inadmissible
Tuyau 62	506	150	1.48	0.08	0.07	1.67	0.09	0.09	inadmissible
Tuyau 63	530	150	20.73	1.17	9.35	18.35	1.04	7.40	Admissible
Tuyau 64	1184	90	2.73	0.43	2.65	3.08	0.48	3.32	inadmissible
Tuyau 65	400	150	27.91	1.58	16.56	26.45	1.50	14.93	Admissible
Tuyau 66	518	125	1.51	0.12	0.18	1.69	0.14	0.22	inadmissible
Tuyau 67	260	150	31.95	1.81	21.50	31.82	1.80	21.33	inadmissible
Tuyau 68	578	160	1.62	0.08	0.06	1.81	0.09	0.08	inadmissible
Tuyau 69	279	150	2.49	0.14	0.18	57.14	3.23	66.71	inadmissible
Tuyau 70	64	250	7.99	0.16	0.13	37.01	0.75	2.15	inadmissible
Tuyau 71	2387	300	199.43	2.82	21.87	199.34	2.82	21.85	inadmissible
Tuyau 72	1813	300	164.10	2.32	14.95	164.40	2.33	15.00	inadmissible
Tuyau 73	112	150	35.65	2.02	26.59	35.98	2.04	27.07	inadmissible
Tuyau 75	332	150	35.10	1.99	25.81	35.12	1.99	25.84	inadmissible
Tuyau 76	40	300	306.41	4.33	50.75	306.41	4.33	50.75	inadmissible
Tuyau 77	38	300	0.17	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00	inadmissible
Tuyau 78	42	300	197.38	2.79	21.43	197.38	2.79	21.43	inadmissible
Tuyau 79	2042	300	227.80	3.22	28.36	227.80	3.22	28.36	inadmissible
Tuyau 80	351	300	200.48	2.84	22.09	201.08	2.84	22.22	inadmissible

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Tuyau 81	55	300	51.03	0.72	1.58	49.32	0.70	1.48	Admissible
Tuyau 82	3412	150	30.21	1.71	19.30	30.21	1.71	19.29	inadmissible
Tuyau 83	37	150	116.7 9	6.61	272.1 9	79.10	4.48	126.27	inadmissible
Tuyau 84	1557	160	21.09	1.05	6.97	21.87	1.09	7.47	Admissible
Tuyau 85	1754	300	93.71	1.33	5.05	0.50	0.01	0.00	inadmissible
Tuyau 86	603	102	1.66	0.20	0.58	1.87	0.23	0.72	inadmissible

Constatations :

D'après tout un diagnostic physique et hydraulique qui a été fait au niveau du réseau maillé de la ville, nous avons pu remarquer les annotations suivantes :

-Le réseau comprend des conduites en Fontes et en PVC avec un état relativement bon, les conduites en Amiante Ciment ont les retrouves dans un état moyen.

-Le réseau de la ville présente plusieurs anomalies du point de vu hydraulique ; On remarque l'existence de certains nœuds qui fonctionnent à basse pression non admissible vis-à-vis de la hauteur des bâtiments et aussi la présence de dépressions. Ainsi nous remarquons que la vitesse dans la majorité des conduites est inacceptable (hors intervalle 0,5- 1,6 m/s).

Dans la suite de notre travail nous essayerons d'apporter des solution à ces problèmes grâce à l'optimisation au moyens d'interventions sur le réseau et les logiciels de simulation précités.

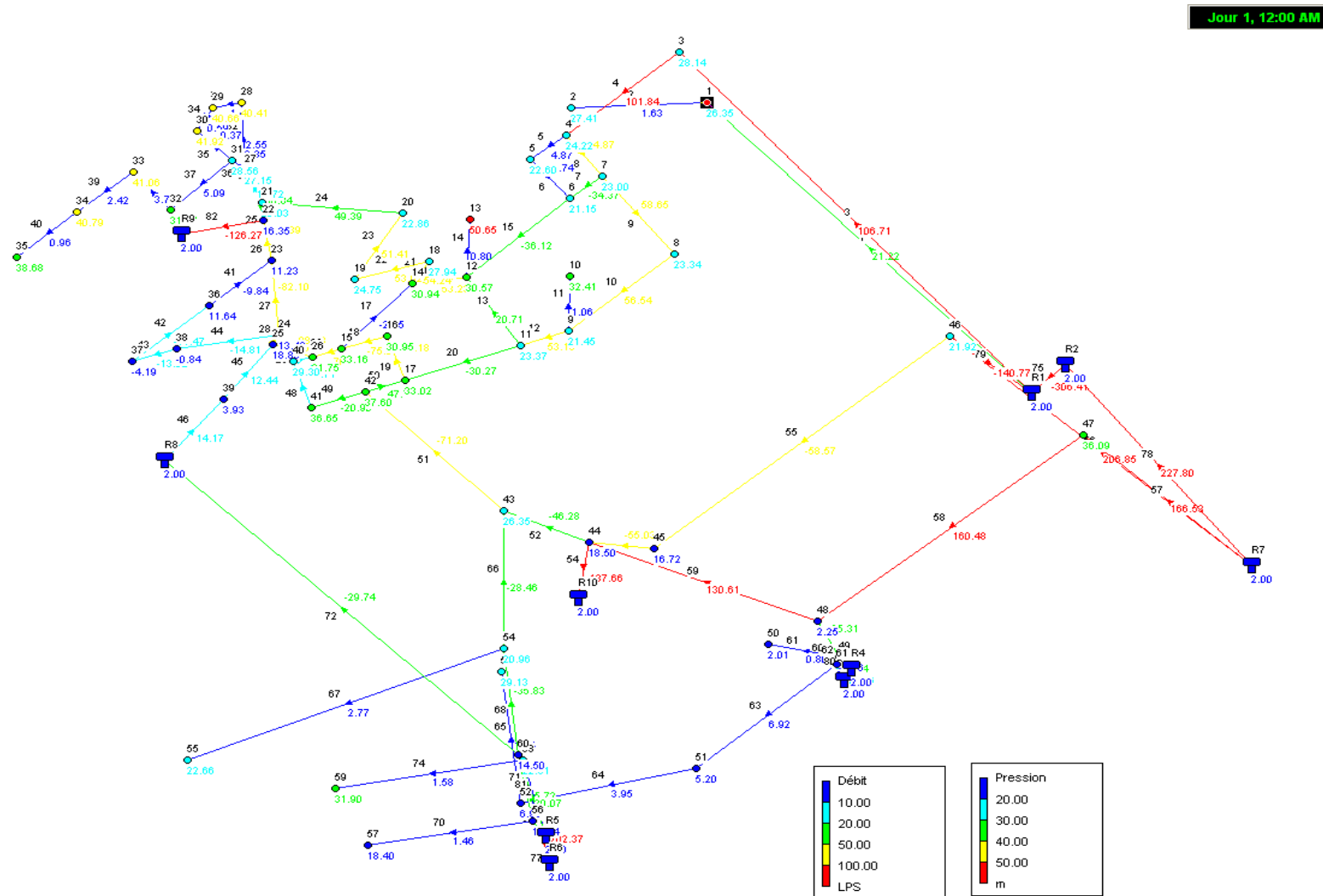


Fig (IV,1) : Visualisation du fonctionnement du réseau (cas de pointe)

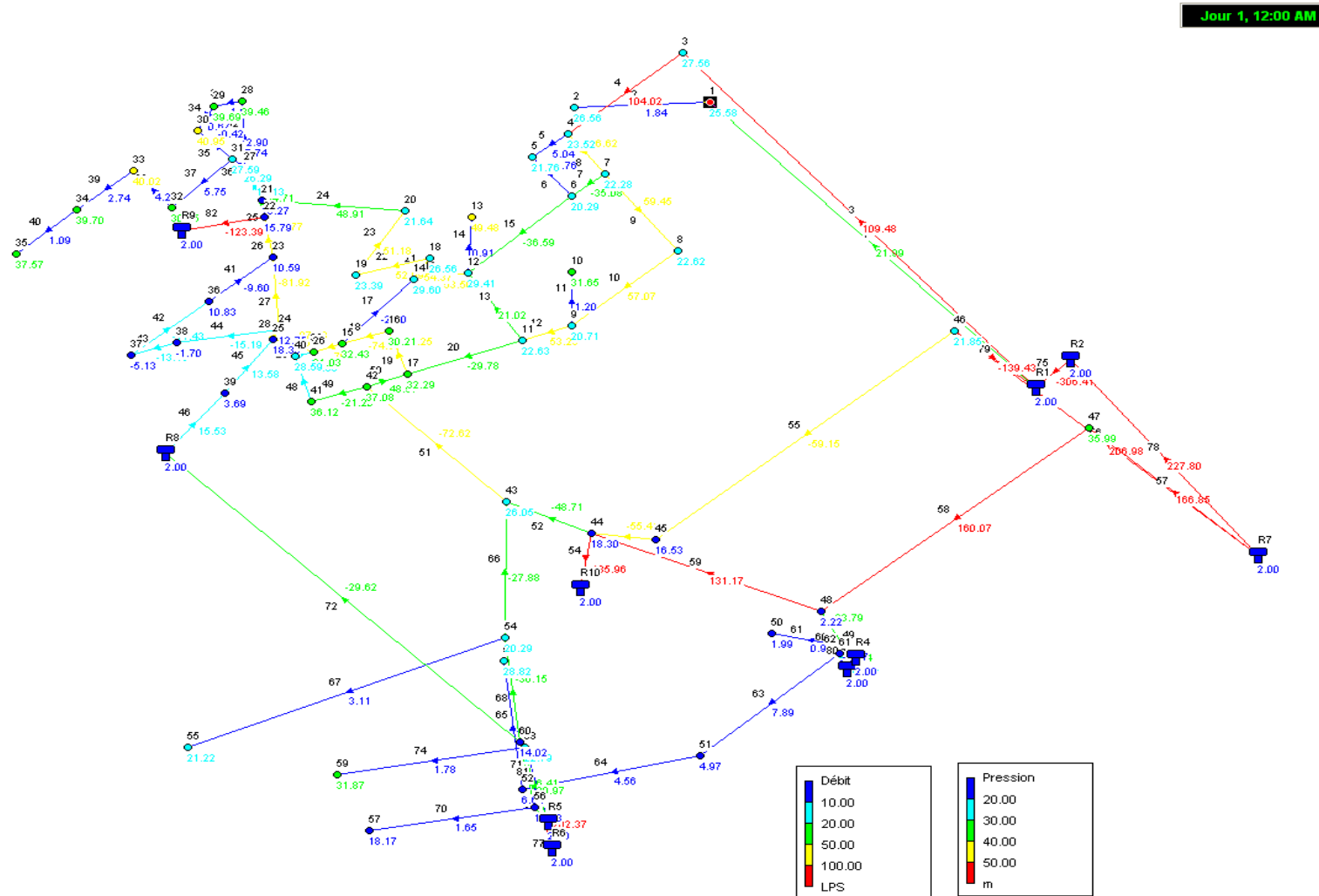


Fig (IV,2) : Visualisation du fonctionnement du réseau (cas de pointe+incendie)

IV.7/Evaluation de la capacité de stockage :

On adoptera la méthode analytique pour l'estimation des capacités de stockage actuelles.

Par cette méthode, le volume de stockage est calculé par la formule :

$$V_s = p\%Q_{\max}^j + V_{inc} \quad (IV.10)$$

Avec: p% : reste maximum en %.

Q_{\max}^j : Débit maximal journalier (m3/j).

$V_{inc} = 120m^3$ (réserve d'incendie).

Le tableau III.11 montre la détermination de la capacité de stockage

Tableau III.11-Détermination de la capacité de stockage

Heure	Consommation d'eau %	Refoulement d'eau %	Arrivée d'eau au réservoir %	Départ d'eau dans le réservoir %	Reste dans le réservoir %
0-1	3,0	4,17	1,17		-0,01
1-2	3,2	4,17	0,97		0,96
2-3	2,5	4,17	1,67		2,63
3-4	2,6	4,17	1,57		4,2
4-5	3,5	4,17	0,67		4,87
5-6	4,1	4,17	0,07		4,94
6-7	4,5	4,17		0,33	4,61
7-8	4,9	4,17		0,73	3,88
8-9	4,9	4,17		0,73	3,15
9-10	5,6	4,17		1,43	1,72
10-11	4,9	4,17		0,73	0,99
11-12	4,7	4,17		0,53	0,46
12-13	4,4	4,17		0,23	0,23
13-14	4,1	4,17	0,07		0,3
14-15	4,1	4,17	0,07		0,37
15-16	4,4	4,17		0,23	0,14
16-17	4,3	4,16		0,14	0,00
17-18	4,1	4,16	0,06		0,06
18-19	4,5	4,16		0,34	-0,28
19-20	4,5	4,16		0,34	-0,62
20-21	4,5	4,16		0,34	-0,96
21-22	4,8	4,16		0,64	-1,6
22-23	4,6	4,16		0,44	-2,04
23-24	3,3	4,16	0,86		-1,18
somme	100,00	100,00			

-Année actuelle :

Selon (IV.1) on a : $Q_{moy}^j = 2649638.53m^3 / an = 7259,28m^3 / j$

Selon (IV.2) on a : $Q_{max}^j = 8654,63.1,3 = 9437,06m^3 / j$

D'après (IV.10) : $V_s = \frac{|4,94| + |-2,04|}{100} . 9437,06 + 120 \approx 780m^3$

-Année prévisionnelle 2030 :

$Q_{moy}^j = 3881574,71m^3 / an = 10634,45m^3 / j$

(IV.11)

En appliquant la formule (III.2):

$Q_{max}^j = 11877,57.1,3 = 13824,79m^3 / j$

Et d'après (IV.10) : $V_s = \frac{|4,94| + |-2,04|}{100} 13824,79 + 120 \approx 1085m^3$

Nous remarquons que les capacités de stockage existantes suffiront largement pour répondre aux besoins actuels et prévisionnels de la ville.

IV.8/ Conclusion :

Le réseau actuel de la ville de Koléa présente des points négatifs et positifs.

Du point de vue physique, le réseau d'AEP est considéré en bon état à l'exception d'un nombre réduit de conduites en Amiante ciment qui se trouvent dans un état moyen.

Du point de vue hydraulique, le réseau ne peut assurer sa fonction d'une manière convenable ; Il s'agit justement de la présence de valeurs de pressions et de vitesses inacceptables et non conformes aux règles.

L'imperfection dans le fonctionnement de ce réseau nous mène à proposer des solutions afin d'optimiser son fonctionnement.

CHAPITRE V: OPTIMISATION DU RESEAU PAR UN MODELE EXISTANT

V.1/ Introduction :

Sur la base du diagnostic complet qui nous a permis de déceler les pointes de disfonctionnement du réseau, il est souhaitable d'améliorer la manière dont le réseau fonctionne.

A présent, l'optimisation du fonctionnement du réseau de la ville a pour principal objectif de perfectionner les conditions de distribution avec des débits et des pressions acceptables d'une part et de veiller à la protection des conduites d'autre part.

V.2. Principe de la modélisation

L'étude d'un réseau d'eau potable qui fait appel à un logiciel de modélisation mathématique est réalisée en 4 étapes distinctes, à savoir :

- la collecte des données du réseau et de son fonctionnement ;
- l'élaboration du modèle du réseau ;
- le calage du modèle ; Il consiste à comparer et ajuster les résultats du modèle aux mesures réalisées sur le terrain.
- la réalisation de l'étude pour laquelle le modèle a été créé.

V.3.Optimisation du réseau

Pour ce faire nous avons eu recours à un certain nombre de modifications du réseau actuel sans perdre de vue l'aspect technico-économique.

Ces modifications nous permettent de refaire la simulation du réseau et vérifier la nouvelle repartition des pressions. Il s'agit de :

- L'isolation du réservoir R8 qui servait de brise charge entre R5 et R6 alors qu'il y a de très faibles pressions à l'entrée du réseau aux alentours de R8 ;
- Implantation des nœuds 62 et 63 qui servent juste de passage sans aucune consommation pour l'isolation du reservoir R8
- L'isolation des reservoirs R3 et R4 qui sont totalement inutiles voire nuisibles puisqu'ils créent des dépressions sur les nœuds avoisinants et n'ont aucune source d'alimentation (d'après le plan du réseau)

- Raccordement entre le nœud 48 et le réservoir R7 par une conduite en fonte de 2301m de longueur et 300mm de diamètre

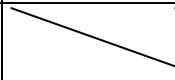
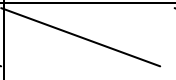
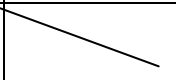
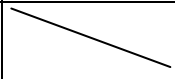
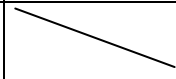
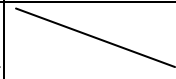
V.3.1.Vérification des pressions

a) Cas des pointes

Le tableau V1 donne les pressions du réseau actuel et du réseau optimisé pour le cas des pointes

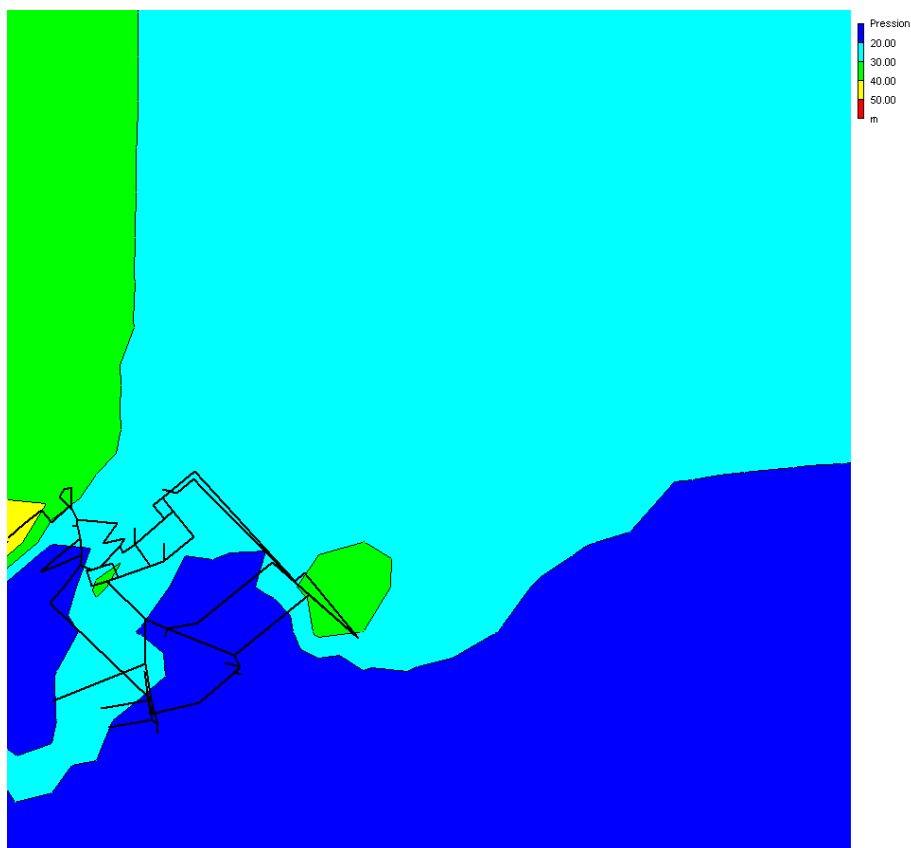
Tableau V.1 les pressions dans le cas des pointes

	Réseau actuel			Réseau Optimisé		
	Demande	Charge	Pression	Demande	Charge	Pression
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Noeud 1	19.43	153.18	26.48	19.43	153.18	26.48
Noeud 2	1.66	152.83	27.53	1.66	152.83	27.53
Noeud 3	4.70	151.60	26.99	4.70	152.16	27.55
Noeud 4	2.10	148.38	22.87	2.10	149.09	23.58
Noeud 5	1.20	145.91	20.91	1.20	146.65	21.65
Noeud 6	2.01	143.85	19.15	2.01	144.62	19.92
Noeud 7	1.88	147.26	21.04	1.88	148.02	21.80
Noeud 8	2.11	146.35	20.65	2.11	147.17	21.47
Noeud 9	2.30	145.33	18.63	2.30	146.23	19.53
Noeud 10	1.13	145.23	29.58	1.13	146.13	30.48
Noeud 11	2.20	144.99	20.50	2.20	145.92	21.43
Noeud 12	2.76	131.19	28.19	2.76	132.06	29.06
Noeud 13	0.89	131.16	48.26	0.89	132.03	49.13
Noeud 14	1.87	116.53	28.47	1.87	117.45	29.39
Noeud 15	1.65	136.62	31.12	1.65	139.36	33.86
Noeud 16	1.18	140.35	28.49	1.18	142.26	30.40
Noeud 17	1.88	144.67	30.07	1.88	145.64	31.04
Noeud 18	1.28	109.92	25.42	1.28	110.83	26.33
Noeud 19	1.64	93.32	22.17	1.64	94.21	23.06
Noeud 20	2.03	76.73	20.23	2.03	77.60	21.10
Noeud 21	1.85	51.84	17.34	1.85	52.67	18.17
Noeud 22	1.04	49.96	13.70	1.04	50.79	14.53
Noeud 23	1.59	70.15	22.88	1.59	73.43	26.16
Noeud 24	2.09	90.91	20.77	2.09	96.59	26.45
Noeud 25	1.80	114.28	20.21	1.80	122.52	28.45
Noeud 26	1.11	134.93	29.93	1.11	138.07	33.07
Noeud 27	1.37	51.41	24.41	1.37	52.24	25.24
Noeud 28	1.20	51.02	37.64	1.20	51.84	38.46
Noeud 29	0.92	50.97	37.88	0.92	51.79	38.70

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Noeud 30	1.04	50.96	39.14	1.04	51.78	39.96
Noeud 31	1.44	50.97	25.79	1.44	51.79	26.61
Noeud 32	1.41	50.77	28.48	1.41	51.60	29.31
Noeud 33	1.37	50.69	38.26	1.37	51.52	39.09
Noeud 34	1.50	50.34	37.84	1.50	51.17	38.67
Noeud 35	1.04	50.22	50.22	1.04	51.05	36.55
Noeud 36	1.66	72.00	21.30	1.66	75.54	24.84
Noeud 37	1.59	87.31	5.31	1.59	92.67	10.67
Noeud 38	1.81	89.31	7.31	1.81	94.86	12.86
Noeud 39	1.75	114.86	4.56	1.75	127.08	16.78
Noeud 40	1.02	138.31	26.64	1.02	140.60	28.93
Noeud 41	1.25	148.59	31.71	1.25	148.45	31.57
Noeud 42	2.51	148.95	32.59	2.51	148.73	32.37
Noeud 43	3.45	153.00	19.86	3.45	151.77	18.63
Noeud 44	1.73	153.48	11.48	1.73	152.01	10.01
Noeud 45	3.26	155.77	10.77	3.26	154.53	9.53
Noeud 46	7.17	166.97	20.97	7.17	166.81	20.81
Noeud 47	5.81	196.54	36.54	5.81	211.63	51.63
Noeud 48	4.41	181.90	2.90	4.41	204.63	25.63
Noeud 49	1.32	181.90	-2.10	1.32	204.59	20.59
Noeud 50	0.89	181.86	2.86	0.89	204.55	25.55
Noeud 51	2.92	181.07	6.07	2.92	203.76	28.76
Noeud 52	2.59	180.80	7.80	2.59	203.49	30.49
Noeud 53	1.48	180.77	29.99	1.48	203.45	52.67
Noeud 54	4.45	165.02	17.37	4.45	164.80	17.15
Noeud 55	2.73	161.88	19.16	2.73	161.66	18.94
Noeud 56	2.19	185.96	10.91	2.19	186.18	11.13
Noeud 57	1.51	185.86	18.06	1.51	186.09	18.29
Noeud 58	2.21	189.81	21.81	2.21	189.81	21.81
Noeud 59	1.62	189.77	31.90	1.62	189.77	31.90
Noeud 60	8.93	178.34	13.49	8.93	179.04	14.19
Noeud 61	1.97	181.90	0.90	1.97	204.58	23.58
Réservoir R1	295.49	164.03	2.00	294.53	164.03	2.00
Réservoir R2	78.61	166.06	2.00	-78.61	166.06	2.00
Réservoir R3	207.75	181.00	2.00			
Réservoir R4	217.39	181.90	2.00			
Réservoir R5	-283.34	189.90	2.00	-280.83	189.90	2.00
Réservoir R6	197.38	189.00	2.00	197.38	189.00	2.00
RéservR7	-601.59	223.98	2.00	-668.16	223.98	2.00

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Réservoir R8	19.71	115.49	2.00			
Réservoir R9	114.85	40.22	2.00	119.67	40.22	2.00
Réservoir R10	196.86	150.00	2.00	267.12	150.00	2.00
Noeud 62				0.00	128.48	16.08
Noeud 63				0.00	134.08	20.08

Les figures V1 et V2 nous donne la répartition des pressions dans le réseau avant et après l'optimisation



figures V1 répartition des pressions dans le réseau actuel

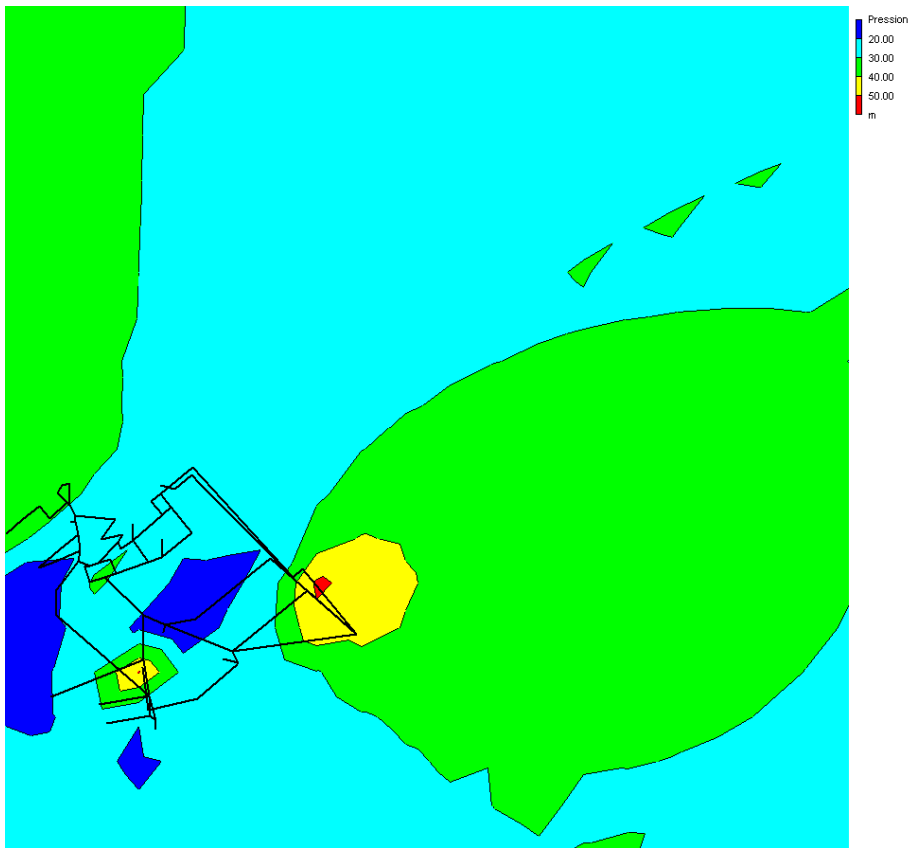


Figure V2 la répartition des pressions dans le réseau après l'optimisation

b) Cas des pointes + incendie

Le tableau V2 donne les pressions du réseau actuel et du réseau optimisé pour le cas des pointes + incendie

Tableau V.2 les pressions dans le Cas des pointes + incendie

NOEUDS	Réseau actuel			Réseau Optimisé		
	Demande	Charge	Pression	Demande	Charge	Pression
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Noeud 1	20.00	152.40	25.70	20.00	152.40	25.70
Noeud 2	1.87	151.97	26.67	1.87	151.97	26.67
Noeud 3	5.30	151.03	26.42	5.30	152.39	27.78
Noeud 4	2.36	147.69	22.18	2.36	149.42	23.91
Noeud 5	1.34	145.07	20.07	1.34	146.86	21.86
Noeud 6	2.26	142.99	18.29	2.26	144.85	20.15
Noeud 7	2.11	146.53	20.31	2.11	148.40	22.18
Noeud 8	2.38	145.60	19.90	2.38	147.63	21.93
Noeud 9	2.58	144.56	17.86	2.58	146.78	20.08

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Noeud 10	1.26	144.44	28.79	1.26	146.66	31.01
Noeud 11	2.47	144.22	19.73	2.47	146.51	22.02
Noeud 12	3.11	130.02	27.02	3.11	131.93	28.93
Noeud 13	0.99	129.99	47.09	0.99	131.90	49.00
Noeud 14	2.10	115.20	27.14	2.10	117.00	28.94
Noeud 15	1.85	135.76	30.26	1.85	139.71	34.21
Noeud 16	1.32	139.53	27.67	1.32	142.75	30.89
Noeud 17	2.11	143.91	29.31	2.11	146.30	31.70
Noeud 18	1.44	108.57	24.07	1.44	110.28	25.78
Noeud 19	1.84	92.00	20.85	1.84	93.50	22.35
Noeud 20	2.28	75.57	19.07	2.28	76.84	20.34
Noeud 21	2.08	51.17	16.67	2.08	52.09	17.59
Noeud 22	1.16	49.51	13.25	1.16	50.39	14.13
Noeud 23	1.78	69.44	22.17	1.78	72.82	25.55
Noeud 24	2.35	90.14	20.00	2.35	95.99	25.85
Noeud 25	2.02	113.81	19.74	2.02	122.29	28.22
Noeud 26	2.24	134.06	29.06	2.24	138.36	33.36
Noeud 27	1.54	50.64	23.64	1.54	51.56	24.56
Noeud 28	1.34	50.15	36.77	1.34	51.06	37.68
Noeud 29	1.02	50.09	37.00	1.02	51.00	37.91
Noeud 30	1.16	50.07	38.25	1.16	50.99	39.17
Noeud 31	1.61	50.09	24.91	1.61	51.00	25.82
Noeud 32	1.59	49.84	27.55	1.59	50.75	28.46
Noeud 33	1.51	49.74	37.31	1.51	50.65	38.22
Noeud 34	1.76	49.29	36.79	1.76	50.20	37.70
Noeud 35	1.16	49.14	49.14	1.16	50.05	35.55
Noeud 36	1.87	71.16	20.46	1.87	74.81	24.11
Noeud 37	1.79	86.38	4.38	1.79	91.88	9.88
Noeud 38	2.03	88.44	6.44	2.03	94.15	12.15
Noeud 39	1.97	114.63	4.33	1.97	126.75	16.45
Noeud 40	1.14	137.50	25.83	1.14	141.28	29.61
Noeud 41	1.40	148.10	31.22	1.40	150.34	33.46
Noeud 42	2.83	148.48	32.12	2.83	150.67	34.31
Noeud 43	3.89	152.80	19.66	3.89	154.69	21.55
Noeud 44	1.94	153.37	11.37	1.94	155.21	13.21
Noeud 45	3.67	155.65	10.65	3.67	157.21	12.21
Noeud 46	8.10	166.92	20.92	8.10	167.14	21.14
Noeud 47	6.55	196.45	36.45	6.55	211.63	51.63
Noeud 48	4.97	181.89	2.89	4.97	205.36	26.36
Noeud 49	1.48	181.89	-2.11	1.48	205.30	21.30
Noeud 50	1.00	181.85	2.85	1.00	205.26	26.26
Noeud 51	3.29	180.86	5.86	3.29	204.27	29.27
Noeud 52	2.91	180.53	7.53	2.91	203.94	30.94
Noeud 53	1.67	180.49	29.71	1.67	203.89	53.11
Noeud 54	5.02	164.37	16.72	5.02	165.92	18.27
Noeud 55	3.08	160.44	17.72	3.08	161.99	19.27

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Noeud 56	2.47	185.75	10.70	2.47	186.14	11.09
Noeud 57	1.69	185.63	17.83	1.69	186.03	18.23
Noeud 58	2.49	189.78	21.78	2.49	189.78	21.78
Noeud 59	1.82	189.74	31.87	1.82	189.74	31.87
Noeud 60	10.28	177.86	13.01	10.28	179.09	14.24
Noeud 61	2.22	181.89	0.89	2.22	205.30	24.30
Réservoir R1	290.98	164.03	2.00	301.98	164.03	2.00
Réservoir R2	-78.61	166.06	2.00	-78.61	166.06	2.00
Réservoir R3	207.75	181.00	2.00			
Réservoir R4	-220.12	181.90	2.00			
Réservoir R5	-285.80	189.90	2.00	-281.42	189.90	2.00
Réservoir R6	197.38	189.00	2.00	197.38	189.00	2.00
Réservoir R7	-601.96	223.98	2.00	-665.16	223.98	2.00
Réservoir R8	17.78	115.49	2.00			
Réservoir R9	112.08	40.22	2.00	117.34	40.22	2.00
Réservoir R10	193.65	150.00	2.00	241.64	150.00	2.00
Noeud 62				0.00	128.84	16.44
Noeud 63				0.00	134.40	20.40

Les figures V1 et V2 nous donne la répartition des pressions dans le réseau avant et après l'optimisation

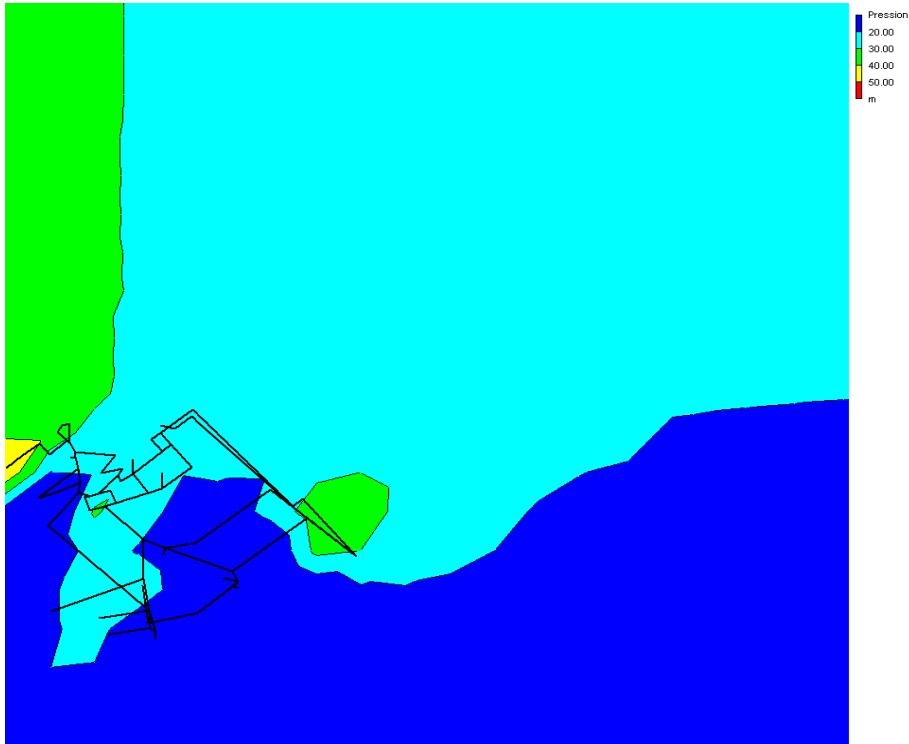


Figure V3 la répartition des pressions dans le réseau actuel

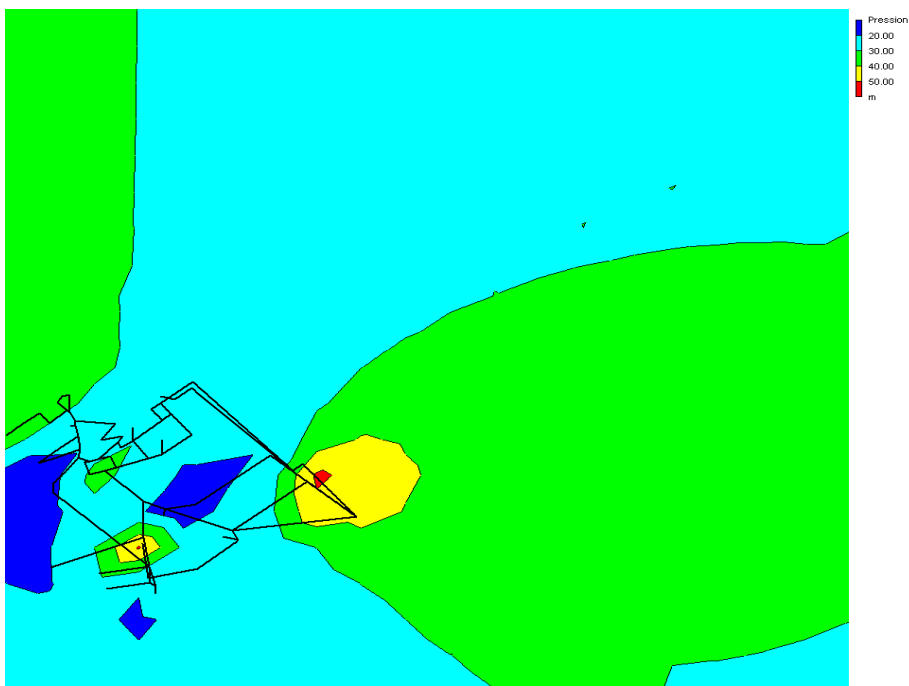


Figure V4 la répartition des pressions dans le réseau après l'optimisation

V.3.2.Vérification des vitesses

Après la simulation du réseau actuel nous avons constaté que les vitesses dans les différentes conduites ne sont pas du tout admissibles dans leur très grande majorité.

Qu'en est-il advenu de ce paramètre après l'optimisation pour les deux cas (cas des pointes et cas des pointes + incendie) ?

Tableau V.3 Les vitesses dans le réseau actuel

Tuyaux	Cas des pointes			Cas des pointes Pointes + incendie		
	Debits	Vitesses	Pertes de charge	Debits	Vitesses	Pertes de charge
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Tuyau 1	3.83	0.19	0.29	4.31	0.21	0.36
Tuyau 2	106.97	1.51	6.52	109.01	1.54	6.76
Tuyau 3	99.59	1.41	5.68	101.21	1.43	5.86
Tuyau 4	5.28	1.05	16.59	5.45	1.08	17.57
Tuyau 5	4.08	0.81	10.17	4.11	0.82	10.27
Tuyau 6	-34.62	1.96	25.13	-35.30	2.00	26.10
Tuyau 7	63.08	0.89	2.37	63.80	0.90	2.42
Tuyau 8	60.97	0.86	2.22	61.42	0.87	2.25
Tuyau 9	1.13	0.14	0.32	1.26	0.16	0.39
Tuyau 10	57.54	0.81	1.99	57.58	0.81	1.99
Tuyau 11	20.34	2.14	43.81	20.64	2.17	45.07
Tuyau 12	0.89	0.09	0.13	0.99	0.10	0.16
Tuyau 13	-36.70	2.08	28.13	-37.15	2.10	28.81
Tuyau 14	-70.98	2.26	23.26	-71.37	2.27	23.52
Tuyau 15	-72.16	2.30	24.02	-72.69	2.31	24.37
Tuyau 16	-35.00	0.50	0.78	-34.46	0.49	0.76
Tuyau 17	53.39	3.02	58.41	53.69	3.04	59.05
Tuyau 18	-2.88	1.47	56.94	-2.92	1.49	58.26
Tuyau 19	54.40	3.08	60.59	54.51	3.08	60.82
Tuyau 20	53.12	3.01	57.84	53.07	3.00	57.72
Tuyau 21	51.48	2.91	54.40	51.23	2.90	53.88
Tuyau 22	49.45	2.80	50.29	48.95	2.77	49.29
Tuyau 23	36.31	2.05	27.56	34.18	1.93	24.51
Tuyau 24	-79.58	4.50	127.79	-79.07	4.47	126.16
Tuyau 25	-74.48	4.21	112.16	-74.39	4.21	111.90
Tuyau 26	-88.32	5.00	156.87	-88.89	5.03	158.85
Tuyau 27	-82.09	4.65	135.83	-81.28	4.60	133.22

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Tuyau 28	-66.44	2.11	20.46	-66.61	2.12	20.56
Tuyau 29	11.29	0.64	2.95	12.69	0.72	3.67
Tuyau 30	2.70	0.34	1.55	3.04	0.39	1.92
Tuyau 31	1.50	0.19	0.53	1.70	0.22	0.67
Tuyau 32	0.58	0.07	0.10	0.68	0.09	0.13
Tuyau 33	-0.46	0.06	0.06	-0.48	0.06	0.07
Tuyau 34	-7.22	0.92	9.71	-8.11	1.03	12.12
Tuyau 35	5.32	0.30	0.73	6.02	0.34	0.91
Tuyau 36	3.91	0.22	0.41	4.43	0.25	0.52
Tuyau 37	2.54	0.32	1.38	2.92	0.37	1.78
Tuyau 38	1.04	0.16	0.46	1.16	0.18	0.56
Tuyau 39	-6.70	0.85	8.42	-6.46	0.82	7.87
Tuyau 40	-8.36	1.66	39.97	-8.33	1.66	39.72
Tuyau 41	-9.95	1.05	11.05	-10.12	1.06	11.42
Tuyau 42	-11.76	0.67	3.18	-12.15	0.69	3.38
Tuyau 43	-8.03	0.45	1.56	-9.62	0.54	2.18
Tuyau 44	-16.76	2.13	49.02	-16.92	2.15	49.93
Tuyau 45	-17.78	2.26	54.99	-18.06	2.30	56.68
Tuyau 46	-19.03	0.61	1.87	-19.46	0.62	1.95
Tuyau 47	39.04	2.21	31.72	40.34	2.28	33.81
Tuyau 48	-60.57	1.23	5.50	-62.63	1.28	5.86
Tuyau 49	-31.19	0.64	1.55	-34.32	0.70	1.86
Tuyau 50	-76.36	1.56	8.59	-76.20	1.55	8.55
Tuyau 51	-79.62	1.62	9.31	-79.87	1.63	9.37
Tuyau 52	159.35	2.25	14.12	158.88	2.25	14.04
Tuyau 53	153.42	3.13	33.35	153.71	3.13	33.48
Tuyau 54	1.52	0.03	0.01	0.20	0.00	0.00
Tuyau 55	0.89	0.11	0.19	1.00	0.12	0.23
Tuyau 56	-0.69	0.01	0.00	-2.28	0.05	0.01
Tuyau 57	6.99	0.40	1.20	7.87	0.45	1.50
Tuyau 58	4.07	0.23	0.45	4.58	0.26	0.55
Tuyau 59	1.48	0.08	0.07	1.67	0.09	0.09
Tuyau 60	-32.84	1.86	22.68	-32.20	1.82	21.83
Tuyau 61	2.73	0.43	2.65	3.08	0.48	3.32
Tuyau 62	-40.02	2.26	33.29	-40.30	2.28	33.74
Tuyau 63	1.51	0.12	0.18	1.69	0.14	0.22
Tuyau 64	37.48	2.12	29.31	38.14	2.16	30.32
Tuyau 65	1.62	0.08	0.06	1.82	0.09	0.08
Tuyau 66	-9.78	0.55	2.25	-11.59	0.66	3.10
Tuyau 67	196.86	4.01	54.38	193.65	3.95	52.66
Tuyau 68	-208.63	2.95	23.88	-208.73	2.95	23.90
Tuyau 69	165.16	2.34	15.14	165.43	2.34	15.19
Tuyau 70	41.18	2.33	35.20	42.30	2.39	37.08
Tuyau 71	40.96	2.32	34.83	41.81	2.37	36.25
Tuyau 72	306.41	4.33	50.75	306.41	4.33	50.75
Tuyau 73	207.75	2.94	23.68	207.75	2.94	23.68

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Tuyau 74	-197.38	2.79	21.43	-197.38	2.79	21.43
Tuyau 75	227.80	3.22	28.36	227.80	3.22	28.36
Tuyau 76	-121.84	1.72	8.39	-120.75	1.71	8.24
Tuyau 77	9.65	0.14	0.07	12.37	0.17	0.11
Tuyau 78	29.49	1.67	18.42	29.38	1.66	18.28
Tuyau 79	-114.85	6.50	263.37	-112.08	6.34	250.97
Tuyau 80	21.09	1.05	6.97	21.87	1.09	7.47
Tuyau 81	111.67	1.58	7.08	114.31	1.62	7.41
Tuyau 82	1.66	0.20	0.58	1.87	0.23	0.72

Le tableau suivant donne les vitesses pour le cas des pointes et pointes + incendie dans le réseau optimisé

Tableau V.4 Les vitesses dans le réseau après optimisation

	Cas des pointes			Cas des pointes Pointes + incendie		
	Debits	Vitesses	Pertes de charge	Debits	Vitesses	Pertes de charge
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Tuyau 1	3.83	0.19	0.29	102.66	1.45	6.02
Tuyau 2	104.36	1.48	6.22	102.66	1.45	6.02
Tuyau 3	97.02	1.37	5.40	94.92	1.34	5.18
Tuyau 4	5.24	1.04	16.35	5.37	1.07	17.13
Tuyau 5	4.04	0.80	9.98	4.03	0.80	9.93
Tuyau 6	-34.53	1.95	24.99	-35.30	2.00	26.09
Tuyau 7	60.61	0.86	2.19	57.51	0.81	1.99
Tuyau 8	58.50	0.83	2.05	55.13	0.78	1.83
Tuyau 9	1.13	0.14	0.32	1.26	0.16	0.39
Tuyau 10	55.07	0.78	1.83	51.29	0.73	1.60
Tuyau 11	20.39	2.15	43.99	20.92	2.20	46.27
Tuyau 12	0.89	0.09	0.13	0.99	0.10	0.16
Tuyau 13	-36.56	2.07	27.93	-37.07	2.10	28.70
Tuyau 14	-62.40	1.99	18.11	-63.91	2.03	18.97
Tuyau 15	-63.58	2.02	18.78	-65.23	2.08	19.74
Tuyau 16	-32.49	0.46	0.68	-27.90	0.39	0.51
Tuyau 17	53.30	3.02	58.21	53.90	3.05	59.50
Tuyau 18	-3.02	1.54	62.08	-3.07	1.56	64.34
Tuyau 19	54.44	3.08	60.68	54.87	3.10	61.61
Tuyau 20	53.16	3.01	57.92	53.43	3.02	58.49
Tuyau 21	51.52	2.92	54.48	51.59	2.92	54.62
Tuyau 22	49.49	2.80	50.36	49.31	2.79	50.00
Tuyau 23	36.35	2.06	27.62	34.54	1.95	25.01
Tuyau 24	-84.36	4.77	143.31	-83.96	4.75	141.99

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Tuyau 25	-78.75	4.46	125.18	-78.77	4.46	125.23
Tuyau 26	-93.10	5.27	174.02	-93.78	5.31	176.55
Tuyau 27	-71.07	4.02	102.31	-72.27	4.09	105.74
Tuyau 28	-57.74	1.84	15.58	-58.99	1.88	16.24
Tuyau 29	11.29	0.64	2.95	12.69	0.72	3.67
Tuyau 30	2.70	0.34	1.55	3.04	0.39	1.92
Tuyau 31	1.50	0.19	0.53	1.70	0.22	0.67
Tuyau 32	0.58	0.07	0.10	0.68	0.09	0.13
Tuyau 33	-0.46	0.06	0.06	-0.48	0.06	0.07
Tuyau 34	-7.22	0.92	9.71	-8.11	1.03	12.12
Tuyau 35	5.32	0.30	0.73	6.02	0.34	0.91
Tuyau 36	3.91	0.22	0.41	4.43	0.25	0.52
Tuyau 37	2.54	0.32	1.38	2.92	0.37	1.78
Tuyau 38	1.04	0.16	0.46	1.16	0.18	0.56
Tuyau 39	-7.19	0.92	9.65	-6.97	0.89	9.09
Tuyau 40	-8.85	1.76	44.70	-8.84	1.76	44.57
Tuyau 41	-10.44	1.10	12.13	-10.63	1.12	12.54
Tuyau 42	-12.25	0.69	3.44	-12.66	0.72	3.66
Tuyau 43	-23.83	1.35	12.21	-23.53	1.33	11.92
Tuyau 44	-14.44	1.84	36.74	-15.52	1.98	42.25
Tuyau 45	-15.46	1.97	41.93	-16.66	2.12	48.47
Tuyau 46	-16.71	0.53	1.46	-18.06	0.57	1.69
Tuyau 47	32.98	1.87	22.86	39.44	2.23	32.37
Tuyau 48	-52.20	1.06	4.13	-60.33	1.23	5.46
Tuyau 49	-21.41	0.44	0.77	-32.53	0.66	1.68
Tuyau 50	-80.23	1.63	9.45	-71.15	1.45	7.49
Tuyau 51	-83.49	1.70	10.20	-74.82	1.52	8.26
Tuyau 52	122.01	1.73	8.41	102.87	1.46	6.05
Tuyau 53	210.03	4.28	61.77	204.96	4.18	58.86
Tuyau 54	11.17	0.23	0.23	12.57	0.26	0.29
Tuyau 55	0.89	0.11	0.19	1.00	0.12	0.23
Tuyau 56	8.96	0.18	0.15	10.09	0.21	0.19
Tuyau 57	6.99	0.40	1.20	7.87	0.45	1.50
Tuyau 58	4.07	0.23	0.45	4.58	0.26	0.55
Tuyau 59	1.48	0.08	0.07	1.67	0.09	0.09
Tuyau 60	-34.23	1.94	24.58	-31.70	1.79	21.18
Tuyau 61	2.73	0.43	2.65	3.08	0.48	3.32
Tuyau 62	-41.41	2.34	35.59	-39.80	2.25	32.93
Tuyau 63	1.51	0.12	0.18	1.69	0.14	0.22
Tuyau 64	36.26	2.05	27.48	36.01	2.04	27.12
Tuyau 65	1.62	0.08	0.06	1.82	0.09	0.08
Tuyau 66	25.58	1.45	14.00	25.50	1.44	13.91
Tuyau 67	148.76	3.03	31.40	241.64	4.92	81.38
Tuyau 68	-208.94	2.96	23.95	-208.32	2.95	23.81
Tuyau 69	109.41	1.55	6.81	109.42	1.55	6.81
Tuyau 70	39.96	2.26	33.19	40.17	2.27	33.54

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Tuyau 71	39.66	2.24	32.72	39.56	2.24	32.56
Tuyau 72	306.41	4.33	50.75	306.41	4.33	50.75
Tuyau 73	25.58	1.45	14.00	25.50	1.44	13.91
Tuyau 74	-197.38	2.79	21.43	-197.38	2.79	21.43
Tuyau 75	227.80	3.22	28.36	227.80	3.22	28.36
Tuyau 76	-118.28	1.67	7.92	-125.40	1.77	8.87
Tuyau 77	103.60	1.47	6.13	119.62	1.69	8.09
Tuyau 78	25.58	1.45	14.00	25.50	1.44	13.91
Tuyau 79	-119.67	6.77	285.62	-117.34	6.64	274.74
Tuyau 80	21.09	1.05	6.97	21.87	1.09	7.47
Tuyau 81	109.06	1.54	6.77	107.96	1.53	6.64
Tuyau 82	1.66	0.20	0.58	1.87	0.23	0.72
Tuyau 83	-118.36	2.41	20.10	4.31	0.21	0.36

V.4. Conclusion :

Grace à une simulation numérique, nous avons pu effectuer une optimisation du fonctionnement du réseau dans le but d'alimenter la ville de Fouka 24 heures sur 24 avec des conditions de distribution acceptable.

L'optimisation a été matérialisée par l'isolation des réservoirs R8, R3 et R4 et le raccordement du nœud 48 au réservoir R7. Toutes ces dispositions ont eu un effet très positif du point de vue de la répartition de pressions dans le réseau.

En ce concerne les vitesses dans les conduites ces modification n'ont pas eu un effet significatif alors nous allons essayer de les corriger à l'aide du modèle de réseau qu'on doit concevoir par la suite

Compte tenu de l'absence des plans d'extensions de la ville de Fouka, il s'avère que l'optimisation du fonctionnement reste sans intérêt pour l'horizon 2030.

CHAPITRE VI: CONCEPTION D'UN MODELE DU RESEAU ET COMPARAISONS

Introduction

La méthode HARDY-CROSS est probablement la plus utilisée des méthodes de calcul des réseaux de distribution d'eau potable, c'est une méthode de résolution par itérations successives conçue avant l'apparition des outils informatiques et elle est encore utilisée de nos jours alors que ces outils sont devenus accessibles à tous.

Le principe de calcul d'un réseau maillé par la méthode de HARDY-CROSS repose sur les deux lois de KIRCHOFF utilisées en électricité qui sont la loi des nœuds et la loi des mailles.

VI.1.Définition des mailles

Pour pouvoir appliquer la méthode de HARDY-CROSS il est impératif d'avoir un réseau parfaitement maillé avec des mailles fermées et une continuité de l'écoulement dans toutes les conduites.

Le réseau de Fouka n'est pas complètement maillé mais le centre ville et ses alentours qui concentrent près de 90% des consommateurs le sont.

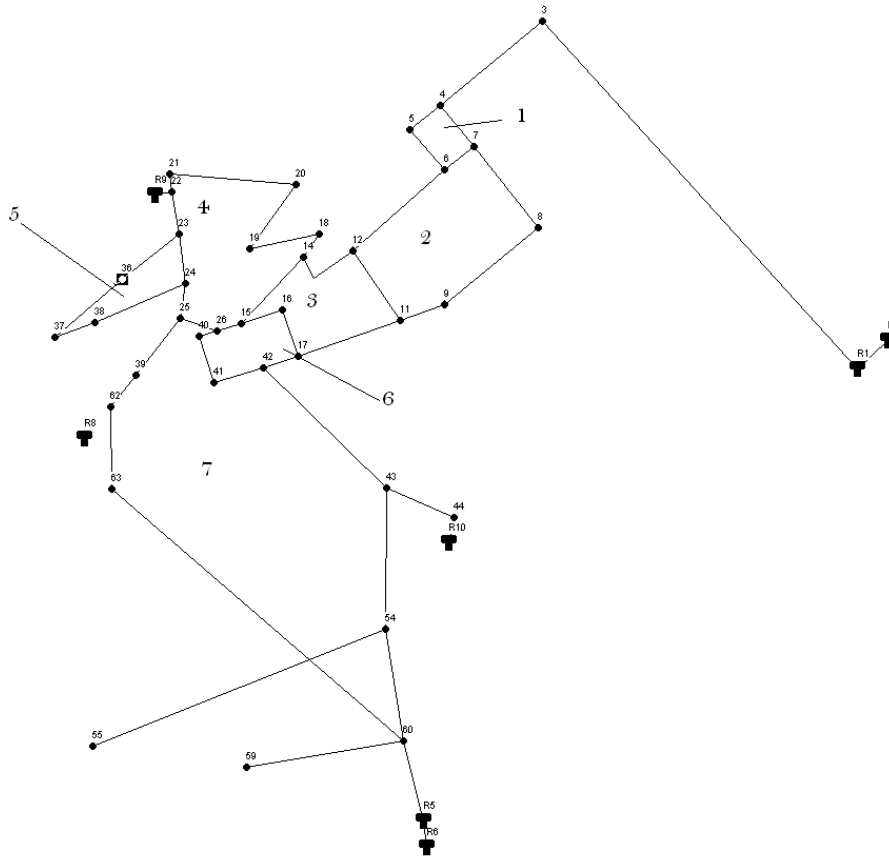
De ce fait nous avons considéré cette partie de la ville pour faire le maillage qui se présente comme suit :

-07 mailles ;

-38 conduites

-33 nœuds

Le nouveau réseau est représenté sur la figureVI1



figure(VI.1) Le nouveau réseau

Remarque

Pour le reste des nœuds du réseau nous avons considéré leurs débits prélevés comme des débits concentrés puisqu'ils se situent dans des zones agricoles à faible consommation par rapport aux parties fortement urbanisées

VI.2. Conception du programme de calcul

Ce programme se base sur un calcul itératif pour calculer et corriger les débits puis les pressions et les vitesses.

Le tableau VI.1 donne les données nécessaires pour les calculs

MAILLE	CONDUITE	DEBIT(l/s)	LONG.(m)	DIAM.(mm)	RUGOSITE
1	1	-11	149	80	130
	2	-9.8	203	80	130
	3	4.23	136	150	130
	4	11.11	197	300	130
2	5	5	387	300	130
	6	2.89	461	300	130
	7	-0.54	171	300	130
	8	-5	315	110	130
	9	-12.9	450	150	130

	3	-4.23	136	150	130
3	8	5	315	110	130
	10	-3.37	287	150	130
	11	-0.5	353	50	130
	12	-0.98	160	200	130
	13	0.2	180	200	130
	14	2.26	406	300	130
4	11	0.5	353	50	130
	15	0.28	287	150	130
	16	1.92	305	150	130
	17	3.95	495	150	130
	18	17.09	68	150	130
	19	-3.87	158	150	130
	20	-2	185	150	130
	21	4.87	149	150	130
	22	0.1	152	150	130
	23	-2.13	83	200	130
5	24	-0.28	219	100	130
	25	1.38	383	80	130
	26	2.97	181	110	130
	27	4.78	502	150	130
	20	2	185	150	130
6	28	3.34	69	100	130
	29	4.36	187	100	130
	30	5.61	193	200	130
	31	0.18	135	150	130
	13	-0.2	180	200	130
	12	0.98	160	200	130
	23	2.13	83	200	130
7	30	-5.6	193	200	130
	29	-4.36	187	100	130
	28	-3.34	69	100	130
	22	-6.1	152	150	130
	32	6.57	374	150	130
	33	8.32	100	150	140
	34	8.32	400	150	140
	35	8.32	3212	150	140
	36	-7.57	400	150	130
	37	-0.39	530	150	130
	38	-7.94	737	250	130

VI.2.1. Résultats de l'exécution du programme

La méthode de HARDY-CROSS écrit en langage de programmation fortran a donné les résultats suivants :

1 MPLE IPE TWOR ANAL IS

MAILNO.	CDTENO.	DIAMETRE (MM)	LONGRS (M)	C _{HW} *	DEBIT (M3/S)	D.d.C (M)
1	1	80.	149.	130.	-.002	-.937
1	2	80.	203.	130.	-.001	-.612
1	3	150.	136.	130.	.013	.500
1	4	300.	197.	130.	.020	.058
2	5	300.	387.	130.	.012	.048
2	6	300.	461.	130.	.010	.040
2	7	300.	171.	130.	.007	.007
2	8	110.	315.	130.	.003	.156
2	9	150.	450.	130.	-.005	-.354
2	3	150.	136.	130.	-.005	-.105
3	8	110.	315.	130.	-.003	-.156
3	10	150.	287.	130.	-.003	-.081
3	11	50.	353.	130.	.0003	1.825
3	12	200.	160.	130.	.002	.005
3	13	200.	180.	130.	.003	.013
3	14	300.	406.	130.	.002	.002
4	11	50.	353.	130.	.0001	-1.825
4	15	150.	287.	130.	-.001	-.010
4	16	150.	305.	130.	.001	.005
4	17	150.	495.	130.	.003	.117
4	18	150.	68.	130.	.016	.416
4	19	150.	158.	130.	-.005	-.128
4	20	150.	185.	130.	-.001	-.019
4	21	150.	149.	130.	.004	.063
4	22	150.	152.	130.	-.001	-.008
4	23	200.	83.	130.	.0001	.000
5	24	100.	219.	130.	-.002	-.186

5	25	80.	383.	130.	.0007	-.011
5	26	110.	181.	130.	.001	.060
5	27	150.	502.	130.	.003	.184
5	20	150.	185.	130.	.001	.019
6	28	100.	69.	130.	.0001	.020
6	29	100.	187.	130.	.001	.064
6	30	200.	193.	130.	.003	.015
6	31	150.	135.	130.	-.003	-.031
6	13	200.	180.	130.	-.003	-.013
6	12	200.	160.	130.	-.002	-.005
6	23	200.	83.	130.	.0001	.02
7	30	150.	250.	130.	.005	.03
7	29	100.	187.	130.	-.001	.050
7	28	100.	69.	130.	.0004	.040
7	22	150.	152.	130.	.001	.020
7	32	150.	374.	130.	.007	.507
7	33	150.	100.	140.	.008	.800
7	34	150.	400.	140.	.008	.120
7	35	150.	3212.	140.	.008	.091
7	36	150.	400.	130.	-.008	.008
7	37	150.	530.	130.	.0005	.100
7	38	250.	737.	0.	-.008	.078

Trois itérations ont été requises

Ainsi le programme nous a donné la répartition des débits aux nœuds.

Le tableau VI.2 les vitesses et les pressions aux nœuds

	Cas des pointes				Cas des pointes + incendies			
	Débit	Charge	Pression	Vitesse	Débit	Charge	Pression	Vitesse
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Noeud 4	2.10	149.59	24.08	1.14	2.10	149.46	23.95	1.19
Noeud 5	1.20	147.11	22.11	0.93	1.20	146.80	21.80	0.80
Noeud 6	2.01	144.62	19.92	1.95	2.01	144.85	20.15	2.00
Noeud 7	1.88	148.02	21.80	0.85	1.88	148.40	22.18	0.84
Noeud 8	2.11	147.47	21.47	0.81	2.11	147.43	21.73	0.78
Noeud 9	2.30	146.23	19.53	0.24	2.30	146.78	20.08	0.16
Noeud 10	1.13	146.13	30.48	0.78	1.13	146.66	31.01	0.79
Noeud 11	2.20	145.92	21.43	2.15	2.20	146.51	22.02	2.20
Noeud 12	2.76	132.06	29.06	0.49	2.76	131.93	28.93	0.50
Noeud 13	0.89	132.03	49.13	2.07	0.89	131.90	49.00	2.11
Noeud 14	1.87	117.45	29.39	1.99	1.87	117.00	28.94	1.83
Noeud 15	1.65	139.36	33.86	2.02	1.65	139.71	34.21	2.08
Noeud 16	1.18	142.26	30.40	0.46	1.18	142.75	30.89	0.39
Noeud 17	1.88	145.64	31.04	3.02	1.88	146.30	31.70	3.07
Noeud 18	1.28	110.83	26.33	1.54	1.28	110.28	25.78	1.56
Noeud 19	1.64	94.21	23.06	3.08	1.64	93.50	22.35	3.10
Noeud 20	2.03	77.60	21.10	2.55	2.03	76.84	20.34	3.02
Noeud 21	1.85	52.67	18.17	2.52	1.85	52.09	17.59	2.72
Noeud 22	1.04	50.29	14.03	2.83	1.04	50.89	14.63	2.79
Noeud 23	1.59	73.40	26.13	2.0	1.59	72.82	25.55	1.95
Noeud 24	2.09	97.59	27.45	3.23	2.09	96.99	26.85	4.75
Noeud 25	1.80	122.52	28.45	4.41	1.80	122.49	28.42	4.46
Noeud 26	1.11	138.07	33.07	4.27	1.11	138.36	33.36	5.31

Noeud 36	1.66	75.54	24.84	0.32	1.66	74.81	24.11	0.25
Noeud 37	1.59	92.67	10.67	0.29	1.59	92.08	10088	0.37
Noeud 38	1.81	94.86	12.86	0.16	1.81	94.15	12.15	0.18
Noeud 39	1.75	127.08	16.78	0.92	1.75	126.75	16.45	0.89
Noeud 40	1.02	140.60	28.93	1.76	1.02	141.28	29.61	1.76
Noeud 41	1.25	148.05	31.17	1.10	1.25	150.34	33.46	1.12
Noeud 42	2.51	148.43	32.07	0.69	2.51	147.67	31.31	0.72
Noeud 54	4.45	164.80	17.15	0.23	4.45	165.92	18.27	0.26
Noeud 60	8.93	180.04	15.19	1.94	8.93	179.09	14.24	1.79
Noeud 62	0	129.84	17.44	2.34	2.25	128.84	16.44	2.25
Noeud 63	0	134.80	20.80	0.49	0.14	134.40	20.40	0.14

VI.2.2. Tableau de comparaison entre les deux modèles

Le tableau suivant nous donne les pressions et les vitesses obtenues avec les deux modèles.

Tableau VI.3 Les vitesses et les pressions des deux modèles

	EPANET				PROGRAMME ELABORE			
	Cas des pointes		Cas des pointes + incendie		Cas des pointes		Cas des pointes + incendie	
	Pression	Vitesse	Pression	Vitesse	Pression	Vitesse	Pression	Vitesse
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Noeud 4	23.58	1.04	23.91	1.07	24.08	1.14	23.95	1.19
Noeud 5	21.65	0.80	21.86	0.80	22.11	0.93	21.80	0.80
Noeud 6	19.92	1.95	20.15	2.00	19.92	1.95	20.15	2.00
Noeud 7	21.80	0.86	22.18	0.81	21.80	0.85	22.18	0.84
Noeud 8	21.47	0.83	21.93	0.78	21.47	0.81	21.73	0.78
Noeud 9	19.53	0.14	20.08	0.16	19.53	0.24	20.08	0.16

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Noeud 10	30.48	0.78	31.01	0.73	30.48	0.78	31.01	0.79
Noeud 11	21.43	2.15	22.02	2.20	21.43	2.15	22.02	2.20
Noeud 12	29.06	0.09	28.93	0.10	29.06	0.49	28.93	0.50
Noeud 13	49.13	2.07	49.00	2.10	49.13	2.07	49.00	2.11
Noeud 14	29.39	1.99	28.94	2.03	29.39	1.99	28.94	1.83
Noeud 15	33.86	2.02	34.21	2.08	33.86	2.02	34.21	2.08
Noeud 16	30.40	0.46	30.89	0.39	30.40	0.46	30.89	0.39
Noeud 17	31.04	3.02	31.70	3.05	31.04	3.02	31.70	3.07
Noeud 18	26.33	1.54	25.78	1.56	26.33	1.54	25.78	1.56
Noeud 19	23.06	3.08	22.35	3.10	23.06	3.08	22.35	3.10
Noeud 20	21.10	3.01	20.34	3.02	21.10	2.55	20.34	3.02
Noeud 21	18.17	2.92	17.59	2.92	18.17	2.52	17.59	2.72
Noeud 22	14.53	2.80	14.13	2.79	14.03	2.83	14.63	2.79
Noeud 23	26.16	2.06	25.55	1.95	26.13	2.0	25.55	1.95
Noeud 24	26.45	4.77	25.85	4.75	27.45	3.23	26.85	4.75
Noeud 25	28.45	4.46	28.22	4.46	28.45	4.41	28.42	4.46
Noeud 26	33.07	5.27	33.36	5.31	33.07	4.27	33.36	5.31
Noeud 36	24.84	0.22	24.11	0.25	24.84	0.32	24.11	0.25
Noeud 37	10.67	0.32	9.88	0.37	10.67	0.29	10.088	0.37
Noeud 38	12.86	0.16	12.15	0.18	12.86	0.16	12.15	0.18
Noeud 39	16.78	0.92	16.45	0.89	16.78	0.92	16.45	0.89
Noeud 40	28.93	1.76	29.61	1.76	28.93	1.76	29.61	1.76
Noeud 41	31.57	1.10	33.46	1.12	31.17	1.10	33.46	1.12

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Noeud 42	32.37	0.69	34.31	0.72	32.07	0.69	31.31	0.72
Noeud 54	17.15	0.23	18.27	0.26	17.15	0.23	18.27	0.26
Noeud 60	14.19	1.94	14.24	1.79	15.19	1.94	14.24	1.79
Noeud 62	16.08	2.34	16.44	2.25	17.44	2.34	16.44	2.25
Noeud6 3	20.08	0.12	20.40	0.14	20.80	0.49	20.40	0.14

VI.2.3. Interprétation des résultats et comparaisons

Les résultats que nous venons d'obtenir montrent qu'il y a une différence entre les méthodes utilisées à savoir l'EPANET et le Programme de calcul par la méthode de HARDY-CROSS, et le rapprochement entre les résultats des calculs prouvent l'efficacité des deux modèles.

Le programme de calcul nous a donné une répartition équitable des débits dans les tronçons après trois itérations.

A base de cette répartition il a calculé les paramètres suivants :

- les pertes de charges en appliquant la formule de HAZEN-WILLIAMS
- les pressions aux nœuds ;
- les charges aux nœuds ;
- les vitesses dans les conduites.

Le logiciel EPANET a pour principale avantage de pouvoir calculer les réseaux maillés et ramifiés mais il est limité en ce qui concerne les accessoires (vannes, ventouses, clapets etc....) comparé à d'autres logiciels comme WATERCAD.

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu élaborer un modèle de réseau grâce à la méthode de HARDY-CROSS et comparer les résultats obtenus à ceux donnés par la simulation avec le logiciel EPANET.

Les résultats des deux méthodes sont relativement proches. Par ailleurs le programme de calcul a une vitesse de convergence satisfaisante puisque les résultats ont été obtenus au bout de trois itérations.

Conclusion générale

En somme l'objectif de ce mémoire de fin d'étude, est de contribuer à une meilleure compréhension du fonctionnement du réseau d'alimentation de la ville de Fouka. Ceci devra aboutir à prendre en considération les avis et l'application des recommandations tirées à partir de ce travail afin d'optimiser le fonctionnement du réseau d'AEP de cette ville.

Suite à l'étude du réseau, il nous ait permis d'identifier les spécificités suivantes :

- La différence entre les volumes d'eau distribués et facturés est estimée à 66% en moyenne ce qui est due à des pertes et des branchements illicites ce qui perturbe les gestionnaires du réseau et qui influe directement sur l'économie de l'eau.
- Le réseau actuel présente des parties surdimensionnées et d'autres parties sous-dimensionnées et ne peut assurer sa fonction de façon appropriée vu que les pressions et les vitesses ne répondent pas aux normes.
 - L'absence de moyens informatiques et de simulations numériques suite aux piquages réalisés ne permet pas une bonne connaissance du comportement du réseau.

Malgré ces nombreuses contraintes liées au surdimensionnement du réseau et aux multiples travaux effectués pour alimenter l'intégralité de la ville en eau potable, nous avons pu proposer un nombre de réponses qui pourront optimiser le fonctionnement du réseau de la ville.

- L'installation des compteurs individuels chez tout les consommateurs et veiller à lutter contre les branchements illicites.
- Le volume produit actuel ne permet pas une satisfaction des besoins à un horizon lointain dont il est nécessaire d'accroître ce volume par projection d'autres forages afin de couvrir le déficit à l'avenir.
- Du point de vue pression, nous avons isolé les réservoirs R3,R4 et R8,raccordé le nœud 48 au réservoir R7 pour palier à tous les problèmes dus aux pressions.
- A l'aide du programme de calcul que nous avons élaboré et le logiciel de simulation EPANET nous avons pu simuler le réseau après les modifications.

Le programme de calcul que nous avons élaboré a une plus grande précision dans les résultats et il est modulable suivant le réseau, il nous permet aussi de faire entrer d'autres paramètres du réseau le vieillissement des conduites, le taux de fuites etc... On dit peut être qu'il est taillé sur mesure de notre réseau, qui nous donne une grande facilité de connaissance du comportement de notre réseau.

Il reste entre autre la possibilité d'ajouter un module graphique pour visualiser la répartition des débits et des pressions dans le réseau.

Enfin, pour ce qui est des vitesses dans le réseau malgré les variations dues à l'optimisation certaines sont toujours inadmissibles donc nous proposons comme recommandation la réhabilitation du réseau en commençant par un dimensionnement complet dans le but de protéger les conduites et d'avoir un meilleur fonctionnement.