

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic du réseau d'AEP de la ville de Draa ben Khedda (w. Tizi Ouzou).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-10

APA Citation (APA توثيق):

Zatout, Karim (2010). Diagnostic du réseau d'AEP de la ville de Draa ben Khedda (w. Tizi Ouzou)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE

THEME :

DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE DRAA-BEN-KHEDDA
(W.TIZI-OUZOU)

Présenté par :
M^r ZATOUT Karim

Promoteur:
M^r AYADI. A

Devant le JURY composé de :

Présidente: M^{me} F. AMMOUR
Examineurs: M^{me} N. ZENDAGUI
M^{me} N. TERGUI
M^{me} W. MAHMOUDI
M^r M. FODIL CHERIF
M^r A. AYAD

Juin 2010

DEDICACES

Je dédie ce travail particulièrement à :

D'abord ma très chère mère que dieu la protège, qui n'a jamais cessé de m'encourager et qui a toujours sacrifié et souffert pour mon bien être et ma réussite.

Mon père qui s'est toujours montré présent et qui a fait en sorte que je ne manque de rien.

A mes frères : Mahmoud, Hakim, Nacer, Belkacem et Mustapha, qui n'ont jamais cessé de m'aider.

A mes chers sœurs : Naima et Lamo

A toute la famille ZATOUT,

A toute la famille TAKOUAT de la cite des 100 logements,

A mes amis de CEM et de l'ENSH,

REMERCIEMENT

Je remercie dieu de m'avoir prêté vie, santé et volonté pour achever ce travail.

Je tien a exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à :

Mon promoteur Mr AYADI.A, pour ses conseils et orientations précieuses.

Aux membres de jury, qui ont bien voulu évaluer ce travail.

Aux enseignants de l'ENSH, qui ont contribue a ma formation de près ou de loin.

A tous mes amis de l'ENSH.

ملخص

الدراسة التي نقوم بها تهدف إلى تشخيص نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة دراع بن خدة, بمعنى تحديد النقائص الموجودة على مستوى مختلف مناطق الشبكة الحالية.

من اجل معرفة مختلف خصائص الشبكة استعملنا فى دراستنا برنامج EPANET. و هذا لمدة 24 ساعة.

هذه الدراسة مكنتنا من اعطاء بعض التوصيات من اجل تحسين خدمة التزويد بالمياه الصالحة للشرب على مستوى الشبكة فى الوقت الحالى و المستقبل

كما اعطينا طرق التسيير الفعالة لشبكة توزيع مياه الشرب.

Résume :

Notre étude consiste à établir un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de DRAA-BEN-KHEDDA, c'est à dire la détermination des défaillances des différents maillants qui composent le système d'AEP de la ville étudiée.

Pour mieux visualiser le comportement hydraulique du réseau existant, nous avons utilisé le logiciel de modulation EPANET, et cela sur 24 heures.

Cette vérification nous a permet de donner un certains nombres de modifications et recommandations pour améliorer l'alimentation en eau potable de la ville, que se soit à court terme, moyen et long terme.

Summary

Our study consists in establishing a diagnosis of the system of drinking water supply of the town of DRAA-BEN-KHEDDA, i.e. the determination of the failures of different netting which compose the system of AEP of the city studies.

For better visualizing the hydraulic behavior of the existing network, we used the software of modulation EPANET, and that over 12 midnight.

This checking has enables to us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city, that is short-term, average and long run.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : presentation de la ville

Introduction :	1
I-présentation générale de la commune de DBK :	1
I-1-situation géographique :	1
I-2-analyse de la situation :	1
I-2-1-cadre régionale :	1
I-3-situation topographique :	2
I-4- Situation géologique et hydrogéologique :	2
I-4-1-Situation géologique :	2
I-4-1-1-géologie régionale :	2
I-4-1-2-géologie locale :	2
I-4-2-situation hydrogéologique et hydrographique :	3
I-5 - Situation climatologique :	3
I-5-1-Climat :	3
I-5-2-température :	4
I-5-3- La Pluviométrie :	4
I-6- cadre de l'étude :	5
I-7-but de l'étude :	5
I-8- présentation de la situation actuelle :	5
I-8-I- les ouvrages de production:	5
I-8-2- les ouvrage de stockage :	7
I-8-3-le réseau de distribution :	8
I-8-3-1-Statistiques sur le réseau distribution d'eau potable :	8
I-9-les adductions.....	15
Conclusion.....	16

Chapitre II : calcul des besoins

Introduction :	17
II-1-Evaluation de la population future :	17
II-1-1-méthodes d'évaluation de la population future :	18
II-2-Evaluation des besoins :	20
II-2-1-Estimation des besoins journaliers(2010):	20
II-2-2- Besoins en eau pour différentes catégorie :	20
II-3-Variation des débits de consommation dans le temps :	21
II -4- Coefficient d'irrégularité :	22
II-4-1- Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :	22
II-4-2- Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :	22
II-4-3- Coefficient maximal horaire ($K_{max,h}$) :	22
II-4-1-Coefficient minimal horaire ($K_{min,h}$) :	23
II -5- Détermination des débits journaliers :	24
II -5-1- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :	24
II -5-2- Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :	24
II-6- Détermination des débits horaires :	24
II-6-1/ Débit moyen horaire :	24
II-6-2- Détermination du débit maximum horaire :	24
II -7- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	25
II-8- Estimation des besoins futurs :	28
II.9. Analyse de la capacité de la ressource :	29
II.10. Analyse de la capacité de stockage :	30
II-10-1- vérification de la capacité de stockage futur:	32
Conclusion	33

Chapitre III : fonctionnement et simulation de réseau existant

Introduction :	34
III-1- Présentation du logiciel EPANET :	34
III-1.1. Historique :	34
III-1.2. Potentialités du logiciel :	34
III-1.3. Le calcul des pertes de charges :	35
III-1.3. 1. Le calcul des pertes de charge linéaires :	35
III- 1.4. Spécificités du logiciel :	35
III- 1.5. Capacités pour la Modélisation Hydraulique :	35
III-1.6. Capacités pour la Modélisation de la Qualité de l'Eau :	36
III-2-calcul du réseau de distribution :	37
III-2-1-Détermination des débits :	37
III-2-1-1-Cas de pointe :	37
III-2-1-2-Cas de pointe + incendie :	46
III-3-Résultat de la simulation:	55
III-3-1-Cas de pointe :	55
Conclusion :	63

Chapitre IV : anomalie et recommandations

Introduction :	64
IV- Analyse de la situation actuelle 2010:	64
IV-1- Interprétation des résultats de calcul pour 2010 :	64
IV-2- présentation des détails des anomalies dans le réseau :	64
IV-2-1- Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale :	64
IV-2-1-1- Cas de pointe :	64
IV-2-2- Présentation des nœuds dont les pressions sont inférieures à la normale :	66
IV-2-2-1 Cas de pointe :	66
IV-2-2-2- Cas de pointe + incendie :	68
IV-3- Les solutions pour le réseau actuel :	69
IV-3-1- Travaux sur le réseau :	69

IV-3-1- 1- cas de pointe :	70
IV-3-1-2- cas de pointe + incendie :	71
Conclusion	72

Chapitre V : projection de réseau pour l'horizon 2050

Introduction :	73
V-1- Choix du système de distribution :	73
V-2- classification des réseaux :	73
V-2-1- réseau ramifié :	73
V-2-2- réseau maillé :	73
V-3- Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2050 :	74
V-3-1- Détermination des débits :	74
Cas de pointe :	74
Cas de pointe+incendie :	80
V-4- Résultats de la simulation hydraulique de réseau projeté pour l'horizon 2050 :	80
cas de pointe :	80
Cas de pointe + incendie :	85
Conclusion	90

Chapitre VI : outil d'aide à la décision

Introduction :	91
VI-1- courbes caractéristiques du nœud :	91
VI-2- La variation de pression au point de branchement :	92
VI-3- Corrélation courbe caractéristique-installation :	93
VI-3-1- le débit d'installation Q_x ($0 < Q_x < Q_{max}$) :	93
VI-3-2- Le débit d'installation Q_x ($Q_x > Q_{max}$) :	93
VI-3-2-1- (Q_x ; H_x) en zone C :	93
VI-3-2-2- (Q_x ; H_x) en zone D :	94

VI-4- Analyse de l'étude :	95
Conclusion.....	95

Chapitre VII : organisation de chantier

Généralités :	96
VII-1-Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :	96
VII-1-1-Matérialisation :	96
VII-1-2- Nivellement :	96
VII-2- Excavation des tranchées :	97
La profondeur (Htr) :	97
Largueur de la tranchée :	98
Choix du coefficient du talus :	98
VII-3-Pose de conduite :	99
VII-3-1- Remplissage :	99
VII-3-2-Epreuve de joint et de la canalisation :	100
VII-3-3-Remblaiement de la tranchée :	100
VII-4- Franchissement des points spéciaux :	100
VII-4-1-Traversée de route :	101
VII-4-2-Traversée de rivière :	101
VII-5- les engins de terrassements :	102
VII-5-1-Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :	102
VII-5-2-Rendement d'exploitation de la pelle choisie :	104
VII-5-3-La durée d'excavation :	105
VII-6-Aménagement du lit de pose des conduites :	106
VII-7- Équipement du réseau de distribution :	107
VII-7-1- Type de canalisation :	107
VII-7-2- Appareils et accessoires du réseau :	107
VII-8- coups estimatifs et quantitatifs de projet :	108

Conclusion.....	108
-----------------	-----

Chapitre VIII : protection des conduites contre la corrosion

Introduction :	109
VIII-1-phénomène de la corrosion:	109
VIII-2- Classification de la corrosion :	110
VIII-2-1: corrosion uniforme :	110
VIII-2-2: corrosion localisée :	111
VIII-2-3: Corrosion inter granulaire :	111
VIII-2-4-La Corrosion électrochimique :	112
VIII-3- Les moyens de protection contre la corrosion :	114
VIII-3-1- Les revêtements protecteurs:	114
Revêtements à protection passive :	114
Revêtements à protection actives :	114
VIII-3-2-Traitement du milieu :	115
VIII-3-3- Protection cathodique :	115
VIII-3-3-1- protection cathodique par anode réactive (anode sacrificielle) :	116
VIII-3-3-2- protection cathodique par soutirage du courant (courant impose):	117
conclusion :	118

chapitre IX : protection et sécurité de travail

Introduction :	119
IX-1- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	119
IX-1-1- Facteurs humains :	119
IX-1-2- Facteurs matériels :	119
IX-1-3- Liste des conditions dangereuses :	120
IX-1-4- Liste des actions dangereuses :	120
IX-2-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	120
IX-2-1- Protection individuelle :	120
IX-2-2- Autres protections :	121

IX-2-3- Protection collective :	121
IX-2-4- Engin de levage :	121
IX-2-5- Appareillage électrique :	121
Conclusion.....	121

Chapitre X : gestion de réseau

Introduction :	122
X-1-Outil de gestion des réseaux d'AEP :	122
X-1-1 -Connaissance de l'existant :	122
X-1-2- Informations relatives au fonctionnement du réseau :	123
X-1-3- Entretien du réseau :	124
X-2- Données relatives au réseau :	125
X-3- Les données concernant les défaillances et les interventions :	126
X-4 Sécurité de l'alimentation en eau potable :	127
X-5- Mesures de protection et de sécurisation :	127
X-5-1-Disposition de protection physique :	127
X-5-2-Solutions de secours :	127
X-6- Les charges liées à l'exploitation des équipements hydrauliques :	128
X-6-1- Les charges de fonctionnement :	128
X-6-2- Les charges de suivi technique et financier :	128
X-6-3- Les charges de renouvellement des équipements :	128
Conclusion	129

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°I-1 : Précipitation Moyennes Mensuelle (mm)	4
Tableau I-2: récapitulation des caractéristiques des forages :	6
Tableau I-3 : caractéristiques des réservoirs	7
Tableau I.4: Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant:.....	9
Tableau 1.5 : Classement des conduites selon leurs diamètres :	13
Tableau I.6: Classement des conduites selon leurs matériaux :	14
Tableau II.1- accroissement de la population de DBK.	17
Tableau II.2- prévision de la population aux différents horizons.	19
Tableau II.3: Débit moyen des différents consommateurs (2010):.....	21
Tableau N° II -4 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tableau N° II-5 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tableau N° II-6 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :.....	26
Tableau N° II-7: variation des débits horaires de la ville de DBK	27
Tableau II.8 : évolution des besoins dans le futur :	29
Tableau II-9 : Bilan Besoins - Ressources :	30
Tableau II.10. Analyse de la capacité de stockage :.....	31
Tableau II-11 : bilan besoin- stockage :.....	32
Tableau N°III-1 : calcul des débits nodaux en cas de pointe	39
Tableau N°III-2 : calcul des débits nodaux en cas de pointe+incendie :	47
Tableau N°III-3 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant :	55
Tableau N°III-4 : Charges et pressions dans le réseau existant :.....	60
Tableau IV-1 : Les vitesses inférieures à la normale	65
Tableau IV.2 : les vitesses supérieures à la normale :	66
Tableau. IV 3 : les pressions inférieurs à la normale :	67
Tableau. IV 4 : les pressions inférieurs à la normale	68
Tableau IV.5: les diamètres proposés :	69
Tableau IV.6: Les pressions avant et après les changements :.....	71
Tableau IV.7: Les pressions avant et après les changements :.....	71

Tableau V.1 : détermination des débits en route et aux nœuds :	75
Tableau V.2 : vitesse et perte de charge dans le réseau projeté :	80
Tableau V.3 : résultats de la simulation sur les nœuds :	83
Tableau V.4: résultats de la simulation sur les conduites :	85
Tableau V.5: résultats de la simulation sur les nœuds :	88
Tableau VI-1 : Zone de variation du débit Q_x appelé :	94
Tableau VI-2: Zone de variation du débit appelé ($Q_x > Q_{max}$) :	95
Tableau VII-1- choix du coefficient du talus :	98
Tableau VII-2- calcul de volume total à excaver :	102
Tableau VII-3- Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	103
Tableau VII-4 Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet	104
Tableau VII-5- Volume total du lit de sable	106
Tableau VII-6 : devis estimatif et quantitatif :	108
Tableau X-1: Durée de vie de quelques équipements hydrauliques :	128

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Schéma générale d'un système d'AEP à réservoir de tête	8
Figure I-2: Linéaire en fonction de diamètre des conduites.....	14
Figure I-3 : Pourcentage selon le matériau des conduites.....	15
Figure II-1 : évolution de la population de la ville de DBK.....	18
Figure II-2 : prévision de la population de la ville de DBK.....	20
Figure II-3 : graphique de consommation totale	28
Figure II-4 : courbe intégrale	28
Figure II-5: besoins-populations.....	29
Figure VI-1 : courbe caractéristique d'un nœud	93
Figure VII-1: Traverse de la rivière.....	101
Figure VII-2 : pelle hydraulique équipée en retro	102
Figure VII-3 : un doze	105
Figure VIII-1: Corrosion uniforme d'une pièce en acier	110
Figure VIII-2 : Corrosion par piqûres du cuivre dans l'eau froid	111
Figure VIII-3 : Corrosion d'une canalisation en alliage d'aluminium véhiculant de l'eau... ..	112
Figure VIII-4 : Corrosion métallique du fer dans une eau neutre aérée.....	113
Figure VIII-5 : Courbe typique de polarisation cathodique de l'acier.....	116
Figure VIII-6 : principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles	117
Figure VIII-7: répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.....	117
Figure VIII-8: principes de la protection cathodique à courant imposé.....	118

Introduction générale :

L'accès à l'eau potable est un enjeu important dans le monde. Si un homme peut passer des jours sans électricité et sans nourriture, il est par contre impossible de passer plus d'une journée sans boire. Le volume d'eau potable représente seulement 1/3 du volume total d'eau dans le monde (banque mondiale, 2004).

D'ici 2025, 300 millions d'Africains risquent de vivre dans un environnement où l'eau sera rare avec une population qui risque dépasser le cap du milliard. Actuellement, 25% de la population urbaine en Afrique sont mal approvisionnée en eau. Pour fournir de l'eau potable et un assainissement adéquat à tous les ménages en Afrique subsaharienne, il faudra 47 milliards de dollars (BM, 2002). Par endroit, la situation est critique et la menace sur la santé publique, la sécurité alimentaire, le suivi des êtres vivants et de l'environnement est immédiat.

Pour cela, l'eau est considérée comme une source qui influe d'une manière considérable sur les enjeux géopolitiques dans plusieurs zones de monde.

En effet, l'état algérien a pris conscience des défis qu'il oppose au problème d'approvisionnement en eau potable, pour se remédier à ce problème, l'Algérie a investi des sommes d'argent trop importantes dans ce domaine, en lançant des programmes quinquennaux de réalisation des grands projets : comme la construction des grands barrages réservoirs pour diverses utilisations, ainsi que des transferts d'eau potables.

Cependant, si la responsabilité s'achève au moment de la réception des ouvrages, peu de chose sera attendu du rendement et de la fiabilité de ces derniers. Donc, il faut veiller à ce que la technicité ait été mise au point lors de l'étude et de la réalisation, ainsi que la mise en place d'une politique de gestion très efficace, et malheureusement, la maîtrise de la gestion réside comme problème majeur en Algérie et dans tous les pays de tiers monde.

Une étude menée sur le réseau de distribution de la ville de Draa-Ben-Khedda, nous a permis de voir les différents problèmes auxquels souffre notre réseau, et proposer les solutions pour faire face à ces problèmes.

Introduction :

L'objectif de cette première phase est la collecte des données, des informations sur le réseau d'alimentation en eau potable et sa reconnaissance sur le terrain, et ceci on me rapprochant des différents services concernés à savoir: la DHW de Tizi-Ouzou, la subdivision de l'hydraulique de DBK, et les services techniques de l'APC de DBK.

I-Présentation générale de la commune de DBK :

I-1-Situation géographique :

La commune de DBK est située à environ 11 Km à l'ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou, elle est limitée :

Au nord par la commune de Sidi Naamane ;

A l'est par la commune de Tizi-Ouzou ;

A l'ouest par la commune de Tadmait ;

Et au sud par la commune de Tirmatine ;

La commune de DBK s'étend sur une superficie de 3 341 ha et regroupe une population évalué a 34 084 habitant (RGPH 2008).

La ville de DBK est chef-lieu de la daïra et de la commune. La daïra de DBK comprend les communes suivantes : DBK, Tirmatine, Tadmait et Tizi-Ghnif .

DBK dispose des rares bonnes terres agricoles de la wilaya de Tizi-Ouzou, c'est une zone à vocation agricole, en plus de la présence d'une zone d'activité très dense.

I-2-Analyse de la situation :

I-2-1-Cadre régionale :

Le cadre régionale est défini principalement par l'étude du plan directeur d'aménagement urbain de la daïra de DBK en février 1994, cette étude dont la stratégie essentielle est la mobilisation des énergies et des ressources, propose deux scenarios :

- DBK pole régionale
- Faire de DBK une capitale zonale qui rayonnerait sur le territoire de la daïra.

Dans l'ensemble, l'orientation principale est le maintien ainsi que le renforcement de la vocation agricole de la commune vu les potentialités agricoles dont elle dispose .d'autre part cette étude envisage le développement de l'industrie et des activités artisanales, mais on respectant les capacités limitées du site en matière d'extension.

I-3-Situation topographique :

Le relief de la commune de DBK est formé essentiellement par trois ensembles :

- La plaine alluviale du bougdoura-sebaou (l'essentiel de sa superficie), dont l'altitude s'étale de 60 m en amont, à 40 m en aval, soit une pente de moins de 0.5%. elle s'allonge sur 5 Km du sud vers le nord de part et d'autre du bougdoura (largeur inférieure à 1 Km) et s'élargie sous forme d'un delta de 4Km de base sur près de 2 Km.
- Les collines des touarès, d'altitudes modérés, s'élève au sud et à l'est et culminent à 263 m à tadjouimat, la pente oscille entre 3 et 25%.
- Les piémonts du massif de sidi Ali Bouna à l'ouest et au sud-ouest ou l'altitude culmine à 587 m au-dessus de karboucha et dont les pentes sont faibles à la base (moins de 5) et atteignent les 20 plus haut.

I-4- Situation géologique et hydrogéologique :

I-4-1-Situation géologique :

I-4-1-1-Géologie régionale :

La région de DBK fait partie du tel septentrional qui appartient aux maghrebides. Elle est constituée par des terrains allochtones à faciès externes (tellien et flysch) reposant sur une formation conglomératique transgressive et sur le massif ancien (socle kabyle).

I-4-1-2-Géologie locale :

Se trouvant dans la plaine de l'oued sebaou et drainée par deux autres oueds (oued sebt à l'est et oued bougdoura à l'ouest), la commune de DBK présente une géologie de remplissage par le miocène et par les alluvions de quaternaire.

Les faciès qui caractérisent la région de DBK et ses environs sont :

- **Le quaternaire** : la partie avale de la commune de DBK sise sur la plaine alluviale de l'oued sebaou est constituée essentiellement par des formations quaternaires d'âge indéterminé à savoir :

-des alluvions récentes.

-des alluvions moyennes.

-des alluvions anciennes.

- **Le miocène** : la partie amont de la commune (les touarès) est recouverte par des terrains marneux et conglomératiques d'âge burdigalien terminal à langhien serravalien .
- **Le socle kabyle** : il forme le massif de Sidi Ali Bounab et ses piémonts constitué par des terrains granitiques, pegmatites et des blastomylnites.

I-4-2- Situation hydrogéologique et hydrographique:

La présence de plusieurs cours d'eau autour de la commune a fait de son sous sol un vrai réservoir naturelle pour les eaux souterraine.

Du point de vue hydrographique, la commune de DBK est traversée par l'oued bougdoura à l'ouest, l'oued sebt qui limite la commune par l'est est relativement encaissée dans les collines des touarès. Le sebaou, qui constitue le cours d'eau le plus important dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui limite la commune au nord, reçoit tous les écoulements du territoire de la commune.

Les collines marneuses à l'est et au sud, et le massif de socle à l'ouest sont entaillés par des talwegs dont la ramification est assez dense, cette densité du réseau provoque une érosion importante des versants à tel point que l'ANRH a jugé d'y installer une station de mesure à aghroub, un site situé au sud de la commune.

I-5 - Situation climatologique :

I-5-1-Climat :

La région se trouve sous l'influence du climat méditerranéen, celui-ci est caractérisé par la sécheresse dans la saison estivale, des hivers trop froids, relativement humides.

La zone climatique est globalement la suivante :

- Climat tellien de montagne moyenne sur le relief à l'ouest : précipitation importantes, froids et humide à faible amplitude thermique, avec quelques chute de neige.
- Climat tellien de vallée : froid et humide en hiver et chaud t sec en été avec de forts écarts de température.

I-5-2-Température :

La baisse de pression atmosphérique favorise la venue de masse d'air de provenances diverses. Cette instabilité atmosphérique s'accompagne de forte variation de température :

En hiver des averses importantes parfois sous forme de neige, de grêle et des températures très basses.

En été, des vents de sud souffle sur la région provoquant une hausse importante des températures arrivant jusqu'à 45°C.

I-5-3- Pluviométrie :

Les perturbations climatiques apportent des pluies variables parfois importantes. Elles sont suivies par de longues périodes chaudes ou froides mais sèches et à atmosphère calme. On peut avoir des précipitations violentes en absence du froid ou en froid, parfois nuageux sans une goutte de pluie.

Tableau I-1 : Précipitations Moyennes Mensuelle (mm)

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juill	aout	annuel
Moyenne (mm)	27	62,42	96,08	121,28	118,97	75,61	63,9	75,7	49,6	5,07	1,15	6,08	702,8

(Source : ANRH, agence centre BLIDA)

I-6- Cadre de l'étude :

La commune de Draa-Ben-Khedda se compose de centre ville et la localité de Mouldiouene qui se trouve à l'ouest de la ville de DBK.

La population du centre urbain de DBK et Mouldiouene est estimé à 34084 habitant selon le dernier recensement (RGPH 2008), l'entreprise de gestion ADE desserve 7000 abonnées au début de l'année 2010.

L'alimentation en eau potable des populations est assurée par 3 forages d'eau, deux alimentant les réservoirs 2x1000 m³ qui alimentent d'une manière gravitaire le centre de DBK, et le troisième forage alimente le réservoir de 200 m³ qui à son tour alimente la localité de Mouldiouène.

I-7-But de l'étude :

La présente étude a pour objet l'élaboration du diagnostic du système d'alimentation en eau potable du centre urbain de DBK et Mouldiouène (adduction et distribution), donc vérifie le fonctionnement du réseau actuel et sa capacité à répondre aux besoins des populations dans l'état actuel et dans le futur.

I-8- Présentation de la situation actuelle :

I-8-I- Ouvrages de production:

Les forages existants dans la périphérie de DBK puisent dans les nappes alluvionnaires des oueds Sebaou, Sebti et Bougdoura, au nombre de 8, ils sont repartis comme suit :

- ✓ 4 forages destinés à l'usine COTITEX .
- ✓ 3 forages destinés à Draa-Ben-Khedda et Mouldiouene.
- ✓ Un forage destiné au complexe ONALAIT.

Les caractéristiques des forages sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-2: récapitulation des caractéristiques des forages :

Destination des forages	nominatio n	Q _{inst} (l/s)	Q exploit(l/s)	Diamètre du forage (mm)	Profondeur (m)	N S (m)	N D (m)	observation
Draa ben khedda	F3	50	40	500	28	-0.87	-2.32	Réalisé en 1981, implante dans la nappe de l'oued bougdoura
	F4	33,3 3	20	800	19	-5	/	Réalisé en 1980, champ de captage de bougdoura
mouldiouene	Fm	12	12	400	30	-3	/	Champ bougdoura
Usine COTITEX	FC1			1200	25			Champ d'oued sebaou
	FC2			600	23	-7.38	-9,19	Secours incendie
	FC3			800	25	-6.58	-12.05	Champ oued sebt
	FC4			800	25	-6.58	-12.05	Champ oued sebt
Usi ONALAIT	F0	28.3 3	4		22			Champ oued bougdoura

I-8-2- Ouvrages du stockage :

Le réseau de distribution en eau potable est alimenté par 3 réservoirs :

- 2x1000 m³ qui alimentent le centre urbain de DBK.
- 200 m³ qui alimente Mouldiouene.

Par contre la zone industrielle est alimentée comme suit :

- 2700m³(1400 m³+1000 m³+300 m³) pour le complexe de textile COTITEX.
- 200 m³ pour l'usine ONALAIT.

Tous ces ouvrages de stockage sont généralement en bonne état.

Tableau I-3 : caractéristiques des réservoirs

Emplacement de réservoir	Capacité de réservoir (m ³)	Cote (m) N.G.A		Etat	Nature de reservoir
		radier	Trop plein		
Draa ben khedda	2×1000	104	108	Bon état	Au sol
mouldiouene	200	87,25	90,65	Bon état	Au sol
ONALAIT	200	/	/	Bon état	Au sol
COTITEX	300	/	/	Bon etat	Au sol
	1400				Au sol
	1000				surélevé

Remarque : tous les réservoirs ont une forme circulaire.

I-8-3- Réseau du distribution :

Du réseau datant avant les années soixantes puis la partie renforcement réalisé entre les années 60-70, peu de chose est reste.

En effet, des modifications très importantes y ont été apportées à partir de 1980 que se soit au niveau de la configuration géométriques (matériaux des conduites) ou des diamètres.

Si l'on excepte quelques zones ramifiées, le reste de la ville constitue un réseau du type maille.

La ville de DBK est alimenté à partir d'une conduite de diamètre \varnothing 400 mm qui descend de réservoirs de $2 \times 1000 \text{ m}^3$, qui sont implantés à la partie sud de la ville, ainsi que Mouldiouene est alimenté par une conduite de \varnothing 100 mm sortant de réservoir de 200 m^3 .

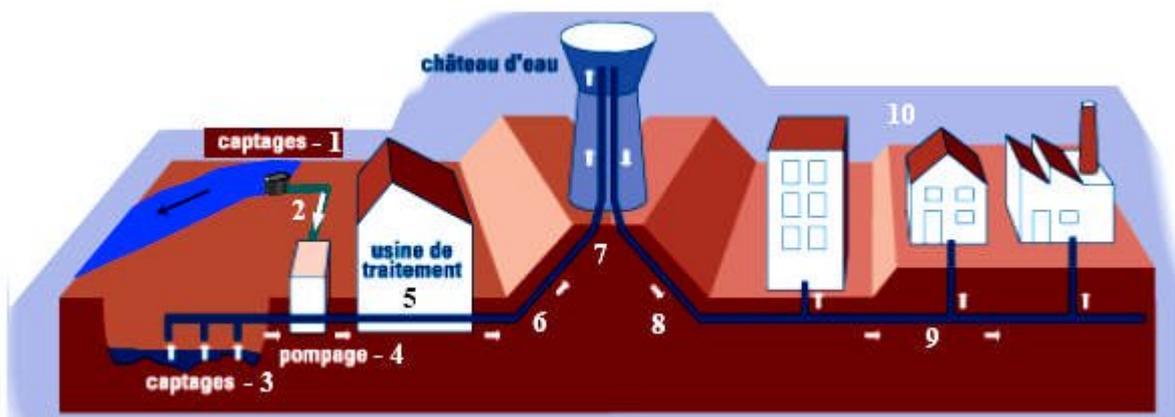


Figure I-1 : Schéma général d'un système d'AEP à réservoir de tête

I-8-3-1-Statistiques sur le réseau distribution d'eau potable :

Les conduites du réseau de distribution de notre agglomération se constituent essentiellement de trois types de matériaux :

L'amiante-ciment, l'acier et la fonte ductile.

Des diamètres allant de 60 mm jusqu'à 400 mm pour la distribution, et des diamètres inférieurs à 60 mm sont parfois utilisés pour les branchements particuliers (se sont généralement des branchements individuels).

Notre réseau de distribution contient 140 tronçons de différents diamètres.

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

N°	De nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs(m)
1	R-2	1	400	Amiante-ciment	502,58
2	1	2	150	Amiante-ciment	307,3
3	2	3	80	Amiante-ciment	250,07
4	1	4	250	Acier	64,56
5	4	5	150	Amiante-ciment	246,93
6	1	6	150	Amiante-ciment	286,69
7	6	7	150	Amiante-ciment	225,34
8	7	8	150	Amiante-ciment	131,35
9	8	9	80	Amiante-ciment	351,91
10	9	10	80	Amiante-ciment	247,31
11	10	7	80	Amiante-ciment	333,8
12	11	12	150	Amiante-ciment	101,21
13	11	13	100	Acier	306,97
14	13	14	60	Amiante-ciment	167,35
15	14	15	250	Acier	187,66
16	14	16	250	Acier	165,58
17	16	17	80	Amiante-ciment	293,45
18	17	8	80	Amiante-ciment	51,82
19	16	18	250	Acier	86,22
20	18	19	80	Amiante-ciment	393,23
21	18	20	250	Acier	245,6
22	20	21	200	Amiante-ciment	40,57
23	21	22	80	Acier	325,13
24	21	23	200	Amiante-ciment	63,14
25	23	24	200	Amiante-ciment	403,07
26	24	25	300	Amiante-ciment	133,68
27	25	26	300	Amiante-ciment	128,51
28	26	27	300	Amiante-ciment	277,79
29	27	28	150	Amiante-ciment	80,25
30	11	29	250	Acier	56,33
31	29	28	150	Amiante-ciment	407,42
32	28	2	100	Amiante-ciment	315,51

Suite de Tableau I.4

33	27	30	300	Amiante-ciment	248,02
34	30	31	250	Amiante-ciment	316,27
35	31	32	250	Amiante-ciment	198,65
36	32	33	250	Amiante-ciment	17,72
37	33	34	100	Amiante-ciment	22,8
38	34	35	100	Amiante-ciment	69,95
39	35	36	100	Amiante-ciment	77,91
40	36	37	100	Amiante-ciment	70,18
41	37	33	100	Amiante-ciment	66,87
42	24	38	250	Amiante-ciment	198,3
43	38	39	250	Amiante-ciment	91,5
44	39	40	100	Amiante-ciment	143,07
45	40	41	100	Amiante-ciment	83,28
46	41	42	80	Amiante-ciment	83,02
47	42	43	80	Amiante-ciment	133,2
48	42	44	80	Amiante-ciment	234,66
49	40	45	100	Amiante-ciment	236,49
50	38	46	60	Amiante-ciment	143,5
51	47	48	80	Acier	264,7
52	48	49	250	Acier	90,7
53	49	20	250	Acier	119,98
54	20	50	100	Acier	174,3
55	50	51	102	Acier	111,15
56	52	53	250	Amiante-ciment	302,5
57	53	54	250	Amiante-ciment	146,45
58	55	56	100	Amiante-ciment	277,99
59	56	57	80	Amiante-ciment	449,56
60	58	59	80	Amiante-ciment	531,73
61	59	54	250	Amiante-ciment	187,58
62	59	60	250	Amiante-ciment	117,75
63	60	61	150	Amiante-ciment	290,11
64	61	62	150	Amiante-ciment	386,09
65	62	63	150	Amiante-ciment	249,41
66	63	64	150	Amiante-ciment	219,73
67	64	65	80	Amiante-ciment	227,08

Suite de Tableau I.4

68	65	63	80	Amiante-ciment	424,1
69	65	66	80	Amiante-ciment	413,86
70	66	60	150	Amiante-ciment	361,92
71	66	64	150	Amiante-ciment	368,9
72	60	67	80	Amiante-ciment	249,29
73	67	68	80	Amiante-ciment	312,84
74	68	69	102	Acier	273,15
75	69	67	80	Amiante-ciment	349,24
76	48	70	250	Acier	43,19
77	70	71	250	Amiante-ciment	160,83
78	71	72	250	Amiante-ciment	173,97
79	72	73	250	Amiante-ciment	152,72
80	73	39	250	Amiante-ciment	115,65
81	70	74	80	Acier	185,92
82	74	75	80	Acier	208,74
83	71	76	250	Amiante-ciment	47,96
84	76	77	80	Amiante-ciment	60,31
85	77	78	80	Amiante-ciment	344,95
86	78	79	80	Fonte ductile	77,96
87	76	80	60	Fonte ductile	64,09
88	80	81	60	Fonte ductile	299,33
89	81	82	80	Amiante-ciment	237,88
90	82	83	80	Amiante-ciment	460,93
91	81	84	80	Amiante-ciment	651,3
92	80	85	60	Fonte ductile	51,22
93	85	86	60	Fonte ductile	265,31
94	86	87	60	Fonte ductile	64,93
95	87	85	60	Fonte ductile	129,4
96	85	88	60	Fonte ductile	186,81
97	88	87	60	Fonte ductile	71,53
98	86	89	60	Fonte ductile	267,5
99	89	88	60	Fonte ductile	167,06
100	89	90	100	Acier	103,13
101	90	91	100	Amiante-ciment	232,15
102	91	92	100	Amiante-ciment	72,81
103	92	93	100	Amiante-ciment	131,13
104	94	95	80	Acier	57,7

Suite de Tableau I.4

105	95	96	80	Acier	276,39
106	95	97	80	Acier	159,37
107	97	98	80	Acier	62,94
108	98	94	100	Amiante-ciment	153,74
109	94	99	100	Amiante-ciment	74,2
110	99	34	100	Amiante-ciment	175,96
111	100	32	250	Fonte ductile	825,5
112	32	101	250	Fonte ductile	650,76
113	101	102	250	Amiante-ciment	474,35
114	102	103	80	Amiante-ciment	247,9
115	103	104	80	Amiante-ciment	304,7
116	104	105	80	Amiante-ciment	93,18
117	105	106	80	Acier	279,04
118	105	107	90	Acier	199,07
119	107	108	76	Acier	114,36
120	108	102	150	Amiante-ciment	252,09
121	102	109	100	Amiante-ciment	13,88
122	109	110	80	Amiante-ciment	266,33
123	111	112	100	Amiante-ciment	215,03
124	112	108	150	Amiante-ciment	136,66
125	112	113	80	Amiante-ciment	391,58
126	113	114	80	Amiante-ciment	273,28
127	114	115	100	Amiante-ciment	313,86
128	115	113	80	Amiante-ciment	119,95
129	109	116	60	Acier	224,88
130	116	117	80	Acier	197,7
131	117	R-1	100	Acier	231,67
132	4	J11	250	Acier	62,92
133	53	J69	100	Amiante-ciment	269,38
134	35	J98	100	Amiante-ciment	25,09
135	94	J92	100	Amiante-ciment	95,75
136	55	J58	100	Amiante-ciment	374,93
137	58	J54	100	Amiante-ciment	262,22
138	111	J115	100	Fonte ductile	299,65
139	110	J111	80	Amiante-ciment	301,1
140	99	J91	100	Amiante-ciment	100,18

Tableau 1.5 : Classement des conduites selon leurs diamètres :

Diamètre de la conduite (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
20/27	Acier galvanise	150
26/34	Acier galvanise	400
33/42	Acier galvanise	65
40	Acier	205
40/49	Acier galvanise	2297
50	Acier	269
50/60	Acier galvanise	5262
60	Acier fonte	1532 1779
66/76	Acier	2509
80	Acier Amiante-ciment	2261 481
80/90	Acier galvanise	2568
100	Acier Amiante-ciment	1700 2383
102/114	Acier galvanise	724
125	Amiante-ciment	1270
150	Amiante-ciment	1703
200	Amiante-ciment	485
250	Amiante-ciment Fonte Acier	1265 1590 4510
300	Amiante-ciment	792
400	Amiante-ciment	1050
	Totale	37250

Pour mieux visualiser les diamètres en fonction de leurs longueurs dans le réseau, on présente le graphe suivant :

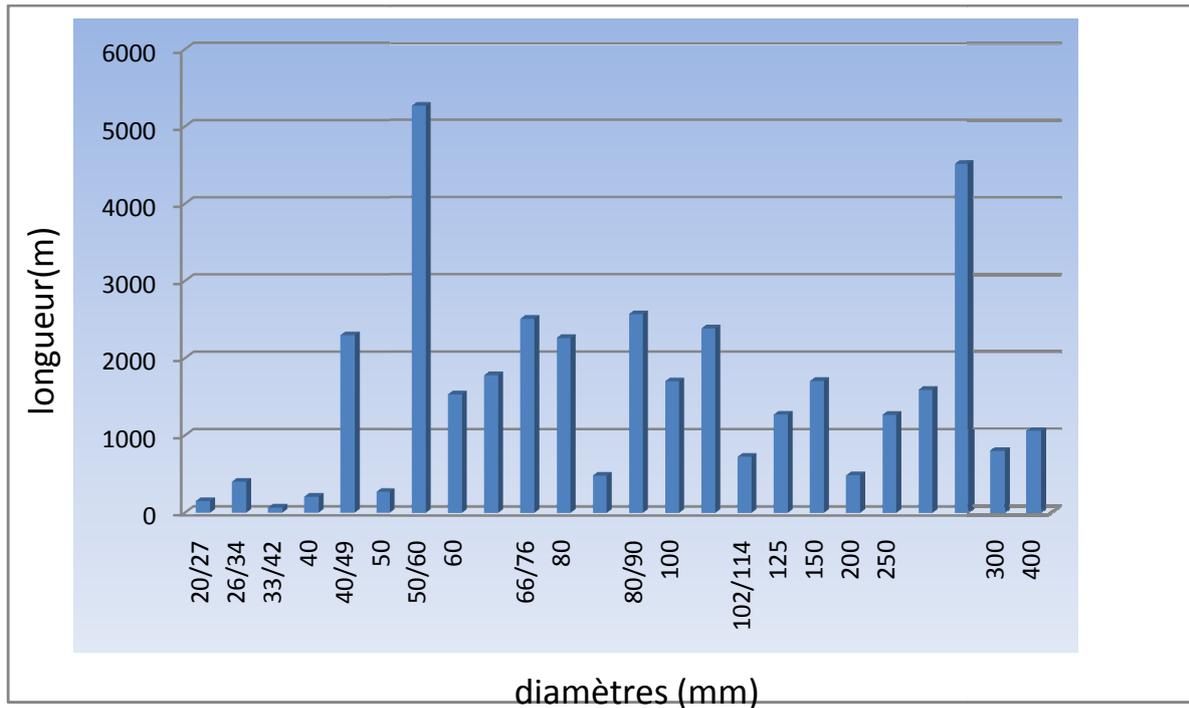


Figure I-2: Linéaire en fonction de diamètre des conduites

Tableau I.6: Classement des conduites selon leurs matériaux :

Nature	Nombre	Longueur (m)
Amiante-ciment	95	21183,26
Acier	30	4785,96
Fonte	15	3421,05
Total	140	29390,27

Pour avoir l'idée sur la structure de notre réseau, nous l'avons structuré sous forme de la figure suivante et cela en pourcentage selon le matériau.

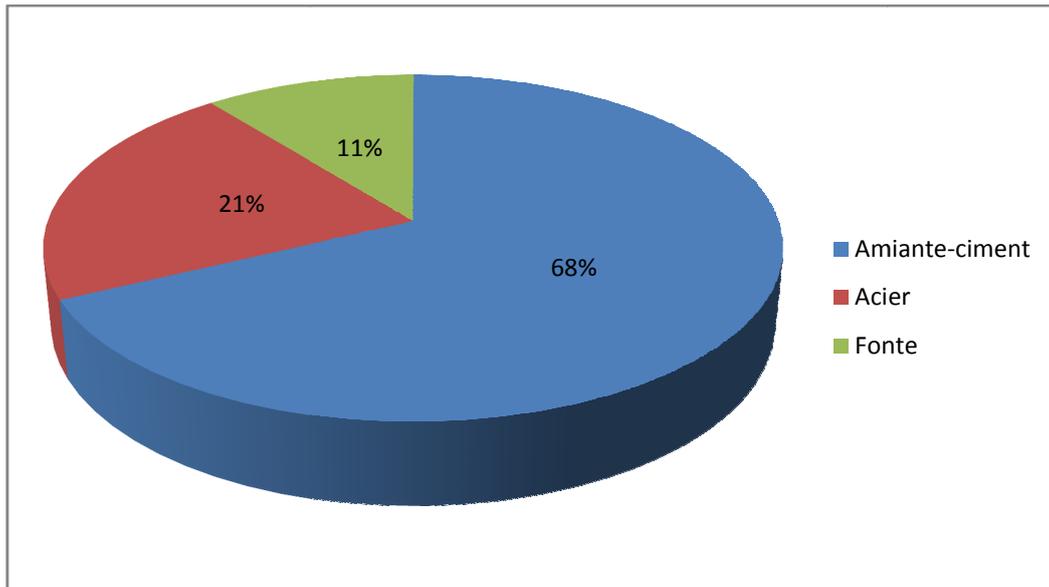


Figure I-3 : Pourcentage selon le matériau des conduites

I-9-Les adductions :

Les adductions du centre urbain de DBK sont composées essentiellement de trois conduites de refoulements.

Les deux premières avec le même diamètre Ø250mm en acier reliant respectivement les deux forages F3 et F4 situés de part et d'autre de la route nationale 24 reliant Draa-Ben-Khedda à Draa-El-Mizan aux réservoirs au sol jumelés existants $2 \times 1000 \text{ m}^3$ alimentant la ville de DBK.

La dernière de Ø100mm dont le matériau est de la fonte (ancienne) et l'amiante ciment (nouveau tronçon) qui relie le troisième forage au réservoir de 200 m^3 de Mouldiouene.

NB : les autres adductions en service sont destinées pour le complexe ONALAIT (une adduction), et COTITEX (deux adductions).

Le tableau suivant représente les détails des adductions existantes :

Tableau I-7 : caractéristiques des adductions

départ	arrivée	Diamètre Ø (mm)	Longueur(m)	Matériau de la conduite
F3 et F4	2x1000 m ³ de Draa- Ben -Khedda	Ø250	595	Acier
Fm	200 m ³ de Mouldiouene	Ø100 Ø100	140 125	Amiante -ciment fonte

Conclusion :

Après avoir fait connaissance de différents cotés de notre agglomération, sa situation géographique, son tissu et normes urbaines ainsi les caractéristiques de notre réseau, on peut entamer l'étude de diagnostic de réseau d'alimentation en eau potable de la ville de DBK.

Introduction :

Tout projet d'alimentation en eau potable doit être dimensionné pour satisfaire les besoins actuels et futurs. Cette exigence est difficile à satisfaire car les besoins évoluent, leurs évolution suit deux facteurs :

- La croissance de la population dans la localité pour laquelle est réalisé le projet
- L'augmentation de la consommation en eau par usager

Afin de faire un diagnostic efficace dans notre étude, on doit estimer avec exactitude les différents besoins en eau de notre agglomération, pour cela on doit fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur.

II-1-Evaluation de la population future :

L'évaluation de la population de la ville de DBK a donnée un taux d'accroissement avoisinons 3,2%, et cela c'est produit à la dernière décennie, c.à.d. entre 1998 et 2008, pour différentes raisons , parmi lesquels on trouve l'amélioration de la situation sécuritaire, et l'accroissement intense de l'urbanisation (logements LSP).

L'accroissement de la population entre 1987 et 2008 pour la ville de DBK est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.1- accroissement de la population de DBK.

Années	Nombre d'habitant [Hab.]
1987	20689
1998	24930
2004	30150
2008	34084

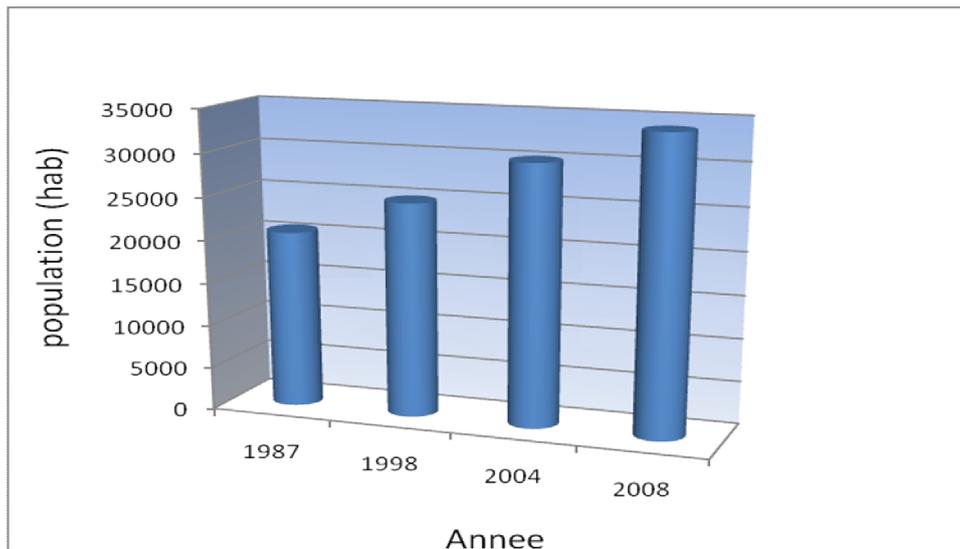


Figure II-1 : évolution de la population de la ville de DBK

La question de l’horizon du dimensionnement, se pose pour les systèmes d’approvisionnement en eau potable à « capacité évolutive », c’est-à-dire les systèmes Susceptibles de desservir à l’avenir un nombre plus important d’usagers, c’est le cas de notre ville.

Pour des raisons qui seront citées au chapitre 5, on va projeter notre nouveau réseau pour l’horizon 2050.

II-1-1- Méthodes d’évaluation de la population future:

Différentes méthodes peuvent être utilisées pour établir la prévision d’évolution d’une population, parmi lesquelles il convient de citer :

- la méthode graphique, qui consiste à tracer au jugé une extrapolation de la courbe de croissance de la population, en tenant compte des événements qui ont pu affecter sa variation au cours du temps,
- la méthode comparative, qui procède par comparaison avec d’autres villes ayant suivi des évolutions similaires, en vérifiant que leurs caractéristiques socio-économiques sont bien comparables ;
- l’hypothèse de croissance arithmétique, c’est-à-dire d’un taux de croissance dP/dt constant ;

dans ce cas, $dP/dt = Ca$ et après intégration entre les temps $t1$ et $t2$,

$$P2 - P1 = Ka (t2 - t1) \dots\dots\dots (II.1)$$

Où P : population

T : temps

Ka : constante de croissance arithmétique

• L'hypothèse de croissance géométrique, c'est à dire d'un taux de croissance dP/dt proportionnel à la population, dans ce cas, $dP/dt = K_g \cdot P$ et après intégration entre les temps t_1 et t_2 on aura :

$$\ln P_2 - \ln P_1 = K_g (t_2 - t_1) \dots \dots \dots (II.2)$$

Où K_g : constante de croissance géométrique

La croissance géométrique peut également être exprimée à l'aide de l'équation des intérêts composés lorsque le pourcentage de croissance annuelle est connu, ainsi :

$$P_2 = P_1(1+\tau)^n \dots \dots \dots (II.3)$$

où n : nombre de périodes de croissance considéré (années)

τ : taux de croissance de chaque période (sous forme décimale).

Dans notre cas nous utilisons l'équation des intérêts composés :

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

Avec :

P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : la population de l'année de référence (2008).

τ : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population(3,2).

n : le nombre des années d'écart.

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II.2- prévision de la population aux différents horizons.

Années	Nombre d'habitants [Hab.]
2008	34084
2010	36723
2020	49740
2040	93390
2050	127967

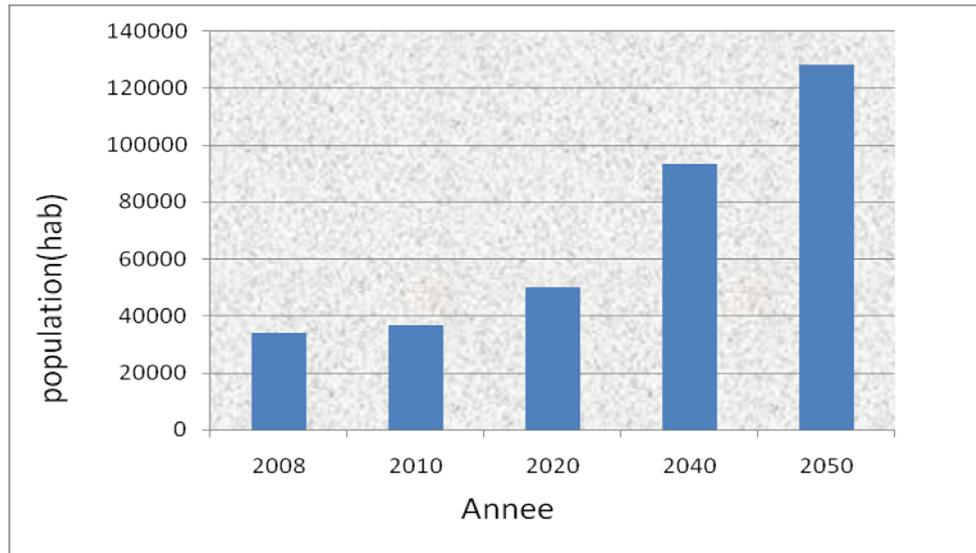


Figure II-2 : prévision de la population de la ville de DBK

II-2-Evaluation des besoins :

Pour le calcul des besoins, on a opté pour une dotation de 150 l/j/hab, suite aux informations recueillis auprès de la DHW de la wilaya de Tizi-Ouzou.

II-2-1-Estimation des besoins journaliers(2010):

Les besoins journaliers sont calculés comme suit :

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i * N_i)}{1000} \dots\dots\dots (II-4)$$

Avec :

- $Q_{moyj,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- Q_i : dotation journalière en l/j/hab ;
- N_i : nombre de consommateurs ;

$$AN : Q_{moyj} = \frac{(150 * 36723)}{1000} = 5508,45 \text{ m}^3/j$$

Le débit moyen journalier domestique est : **5508,45 m^3/j**

II-2-2- Besoins en eau pour différentes catégorie :

L'estimation des besoins journaliers des autres catégories est faite à base des dotations fixé à partir de la capacité de la ressource présente, les différents besoins sont cités dans le tableau II.3 :

Tableau II.3: Débit moyen des différents consommateurs (2010):

Nature des usagers	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (m ³ /j)
domestique	Habitant	36723	150	5508,45
Hôpitaux	Lit	250	60	15
Ecole primaire	élève	2850	25	71,25
C E M	élève	3270	30	98,1
Lycée	élève	2754	30	82,62
Technicum	élève	200	30	6
Crèche	enfant	75	15	1,125
CFPA	stagiaire	250	50	12,5
Mosquée	fidèle	10500	25	262,5
Daïra	employé	45	25	1,125
PTT	employé	30	25	0,75
A P C	employé	45	25	1,125
Commissariat de police	agent	95	25	1,25
Gendarmerie	agent	2000	25	50
marché	m ²	2000	5	10
Hôtel	lit	100	200	20
Stade	vistière	1	10000	10
Protection civil	unité	1	25000	25
totale				6169,7

II-3-Variation des débits de consommation dans le temps :

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe une variation de la consommation, cette variation est d'autant plus forte que la période considérée est petite.

Les consommations ne sont pas uniformément réparties dans le temps :

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

II -4- Coefficient d'irrégularité :

II-4-1- Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max j}) :

Les ouvrages de production et de traitement doivent être dimensionné pour pouvoir satisfaire la demande journalière maximale .on désigne par coefficient max journalier le rapport suivant :

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}} \dots\dots\dots \text{(II-5)}$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximal et noté par K_{max,j}

Q_{max,j} : Débit de consommation de la journée maximal;

Q_{moy,j} : Débit de consommation moyen journalier

La valeur de K_{max,j} varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on prend **K_{max,j} = 1,3**

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II-4-2- Coefficient d'irrégularité minimale (K_{min j}) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \dots\dots\dots \text{(II-6)}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. K_{min,j} varie de **0,7** à **0,9**.

Pour notre cas on prend **K_{min,j} = 0.8**

II-4-3- Coefficient maximal horaire ($K_{max,h}$) :

Les ouvrages de distribution d'eau doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale de la journée de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots (II-7)$$

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°II-4 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II -4 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **36723 hab**, donc $\beta_{max} = 1,145$,

$$K_{max,h} = 1.3 * 1.145 = 1.5$$

Ce coefficient de pointe qui est de 1.5 nous oriente vers le graphique de consommation figurant dans le tableau N° II -11

II-4-1-Coefficient minimal horaire ($K_{min, h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant la consommation la plus faible de la journée :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \dots\dots\dots (II-8)$$

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

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°II-5 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II-5 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **36723 hab.** donc $\beta_{\min} = 0,61$

D'où le coefficient min horaire sera : $K_{\min,h} = 0,5 * 0,61 = 0,305$

II -5- Détermination des débits journaliers :

II -5-1- Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

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

Ce débit est donné par :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (II-9)$$

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule (II-3-1)

Donc : $Q_{\max,j} = 1,3_j * Q_{\text{moy},j}$
 AN : $Q_{\max,j} = 1,3_j * 6169,71 = 8020.62 m^3/j$
 $Q_{\max,j} = 8020.62 m^3/j = 92,83 \text{ L/s}$

II -5-2- Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (II-10)$$

On prend $K_{\min,j} = 0,8$ d'où $Q_{\min,j} = 0,8 * 6169.71 = 4935.77 m^3/j$
 $Q_{\min,j} = 4935.77 m^3/j$

II-6- Détermination des débits horaires :

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

II-6-1/ Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \dots\dots\dots (II-11)$$

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

Donc : $Q_{\text{moy},h} = \frac{8020.62}{24} = 334.2 m^3/h.$ $Q_{\text{moy},h} = 334.2 m^3/h = 92.83 l/s$

II-6-2- Détermination du débit maximum horaire :

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

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

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m³/h

$K_{\max,h}$: coefficient de pointe horaire

$Q_{\max,h}$: débit max horaire en m³/h

On a donc : $Q_{\max,h} = 1,5 * 334,2 = 501,3 \text{ m}^3/\text{h} = 139,25 \text{ L/s}$

II -7- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant :

Le débit horaire d’une agglomération est variable selon l’importance de cette dernière. La variation des débits horaires d’une journée est représentée en fonction du nombre d’habitants dans le tableau II -6 :

Tableau II-6 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

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

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

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre **10001** et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2010** sera **36723 hab.**), dont la répartition est indiquée dans le

Tableau II -7:

Tableau II-7: variation des débits horaires de la ville de DBK

horaire	Consommation total		Courbe de la consommation	
	Q _{max j} =8020,62m ³ /j		Cumulée (intégrale)	
heure	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1,5	120,31	1,50	120,31
1--2	1,5	120,31	3,00	240,62
2--3	1,5	120,31	4,50	360,93
3--4	1,5	120,31	6,00	481,24
4--5	2,5	200,52	8,50	681,75
5--6	3,5	280,72	12,00	962,47
6--7	4,5	360,93	16,50	1323,4
7--8	5,5	441,13	22,00	1764,54
8--9	6,25	501,29	28,25	2265,83
9--10	6,25	501,29	34,50	2767,11
10--11	6,25	501,29	40,75	3268,4
11--12	6,25	501,29	47,00	3769,7
12--13	5	401,03	52,00	4170,72
13--14	5	401,03	57,00	4571,75
14--15	5,5	441,13	62,50	5012,9
15--16	6	481,24	68,50	5494,12
16--17	6	481,24	74,50	5975,36
17--18	5,5	441,13	80,00	6416,5
18--19	5	401,03	85,00	6817,53
19--20	4,5	360,93	89,50	7178,45
20--21	4	320,82	93,50	7499,28
21--22	3	240,62	96,50	7739,9
22-23	2	160,41	98,50	7900,31
23--24	1,5	120,31	100,00	8020,62

NB : $Q_{\max, h} = 501,29 \text{ m}^3/\text{h}$, $Q_{\max, h} = 139,25 \text{ L/s}$

$Q_{\min, h} = 120,31 \text{ m}^3/\text{h}$, $Q_{\min, h} = 33,42 \text{ L/s}$

D'après ce tableau on trace le graphe de consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II-3 et II-4 respectivement :

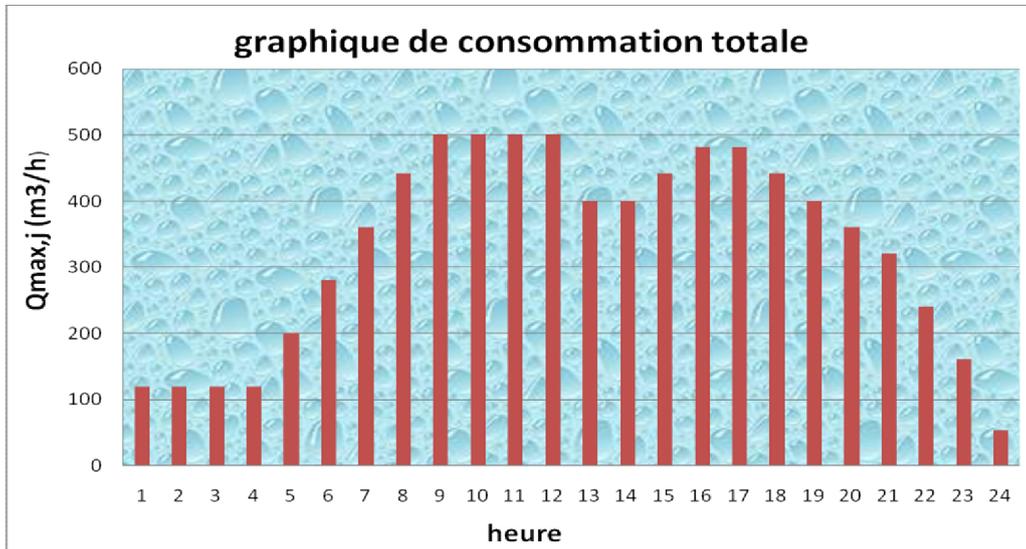


Figure II-3 : graphique de consommation totale

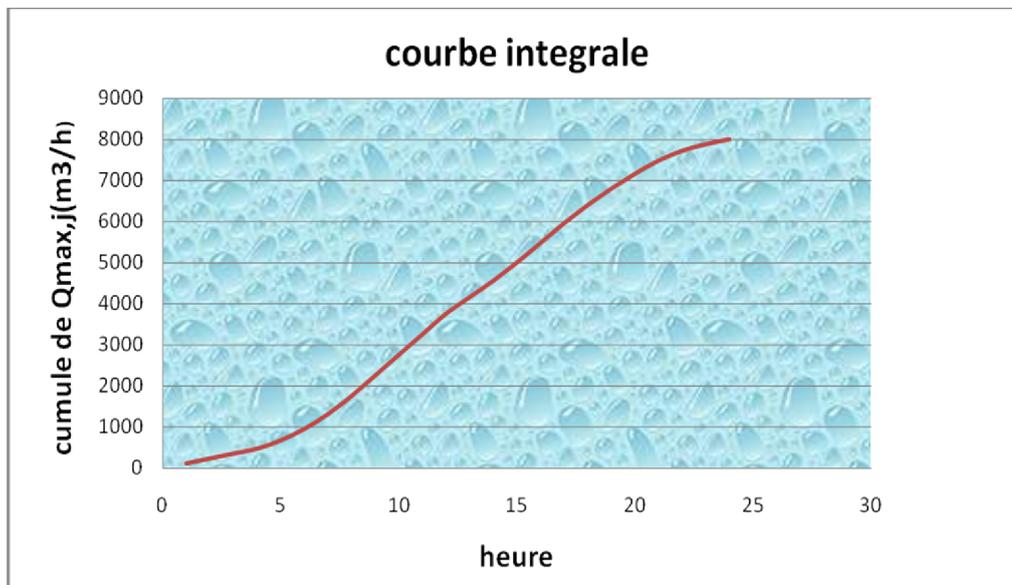


Figure II-4 : courbe intégrale

II-8- Estimation des besoins futurs :

L'estimation de la population par la formule (II.1.3) des intérêts composés pour chaque horizon, nous donne les besoins en eau journaliers de chaque horizon en appliquant la formule (II.4).

Les résultats de calcul pour chaque horizon sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : évolution des besoins dans le futur :

horizon	2010	2020	2030	2040	2050
population	36723	49740	67866	93390	127967
Besoin moyen journalier (m3/j)	6169,71	9948	13573	19832	25593
Besoin max journalier (m3/j)	8020,62	12932	17645	25782	33270
Besoin en heure de pointe (l/s)	139	224	274	400	481

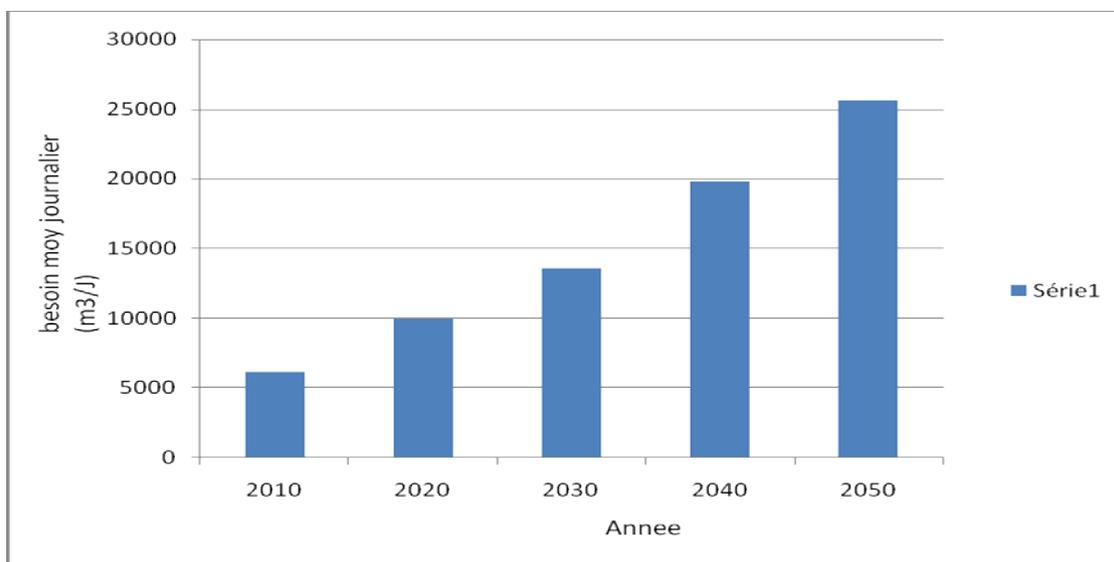


Figure II-5: besoins-populations

II.9. Analyse de la capacité de la ressource :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose de trois (3) forages donnant un débit actuel total de 72 l/s ou bien 6621 m³/j.

Pour mieux visualiser la situation nous avons analysé les besoins-ressources, en journée moyenne et en journée de pointe.

Tableau II-9 : Bilan Besoins - Ressources :

Année	Besoin moyen journalier			Besoin journalier de pointe		
	Besoin (m3/j)	Capacité ressource (m3/j)	Excédent ou déficit (m3/j)	Besoin (m3/j)	Capacité ressource (m3/j)	Excédent en déficit (m3/j)
2010	6169,71	6621	451,29	8020,62	6621	-1399,62
2020	9948		-3327	12932		-6311
2030	13573		-6952	17645		-11024

A partir des valeurs résultantes de ce tableau, on constate que la ressource actuelle ne satisfait pas les besoins de notre agglomération que sa soit en journée de besoins moyenne ou en journée de pointe.

Donc en voit d'urgence de procéder à la recherche de nouvelle ressource pour palier aux manques de l'eau.

On propose de faire des piquages à partir de transfert de barrage de Taksebt-Alger, cela permettra à la nappe d'eau de Oued Bougdoura de se reposer.

II.10. Analyse de la capacité de stockage :

Tableau II.10. Analyse de la capacité de stockage :

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	1.5		1, 5	8,5
1_2	0	1.5		1, 5	7
2_3	0	1.5		1, 5	5,5
3_4	0	1.5		1, 5	4
4_5	5	2.5	2,5		6,5
5_6	5	3.5	1,5		8
6_7	5	4.5	0,5		8,5
7_8	5	5.5		0,5	8
8_9	5	6.25		1,25	6,75
9_10	5	6.25		1,25	5,5
10_11	5	6.25		1, 25	4,25
11_12	5	6.25		1,25	3
12_13	5	5	0	0	3
13_14	5	5	0	0	3
14_15	5	5.5		0,5	2,5
15_16	5	6		1	1,5
16_17	5	6		1	0,5
17_18	5	5.5		0,5	0
18_19	5	5	0	0	0
19_20	5	4.5	0,5		0,5
20_21	5	4	1		1,5
21-22	5	3	2		3,5
22-23	5	2	3		6,5
23-24	5	1.5	3,5		10
total	100	100,000			

Le volume utile pour l'état actuel est donné par la formule suivante:

$$V_{cal} = \frac{P \times Q_{max, j}}{100}$$

Avec P : quantité max d'eau restant dans le réservoir en %

$$AN : V_{cal} = \frac{10 \times 8020.62}{100} = 802 m^3$$

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

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

$$\text{Donc : } V_t = 802 + 120 = 922 m^3$$

La capacité totale des réservoirs existants est de $(2 \times 1000) m^3$, ce qui fait un volume total existant de $2000 m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $922 m^3$.

Alors la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

II-10-1- vérification de la capacité de stockage futur:

Tableau II-11 : bilan besoin- stockage après solution :

horizon	2010	2020	2030	2040	2050
capacité existante (m3)	2500	2500	3500	3500	3500
capacité requise (m3)	922	1293,2	1764,5	2578,2	3327
déficit (m3)	0	0	0	0	0

Remarque :

Pour remédier au problème de stockage des eaux, on a projeté un château d'eau de capacité stockage de $500 m^3$ dans le cadre du diagnostic actuelle (2010), puis un autre château d'eau de capacité de $1000 m^3$ à partir de l'horizon 2025.

Conclusion :

Vu le taux d'accroissement important de la population de la ville de DBK, nous avons remarqué que les besoins de la population ont pratiquement triplé l'horizon d'étude.

Pour cela, il est impérativement nécessaire de vérifier le comportement de réseau pour l'état actuelle et dans le future, c'est ce qu'on va faire dans le chapitre III.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **EPANET**. On va vérifier la fiabilité de notre réseau c.à.d. Déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour cela, nous allons tout d'abord calculer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

III-1- Présentation du logiciel EPANET :

III-1.1. Historique :

Le logiciel **EPANET** est né suite à une initiative du Congrès des Etats-Unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays. Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargée de développer des techniques permettant de mieux appréhender les écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable. Depuis 1993, le logiciel est disponible gratuitement pour tous les bureaux d'études et les sociétés d'affermage qui souhaitent l'utiliser.

Afin d'augmenter la convivialité du logiciel pour les sociétés francophones, la Compagnie Générale des Eaux a financé la version française. Enfin, le logiciel a connu des améliorations depuis sa création. La dernière version date de l'année 2001.

III-1.2. Potentialités du logiciel :

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

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

EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

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

III-1.3. Le calcul des pertes de charges :

III-1.3. 1. Le calcul des pertes de charge linéaires :

Le calcul des pertes de charges linéaires sur le logiciel peut se faire par le biais de trois formules différentes (Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, Chezy-Manning). La formule de Hazen-Williams est fortement utilisée aux Etats-Unis et présente la particularité de n'être utilisable que pour l'eau et de n'avoir été développée à la base que pour les écoulements turbulents. La formule de Chezy-Manning est plus souvent utilisée pour les canaux à découvert et pour les grands diamètres.

Nous avons choisi d'utiliser la formule de Darcy Weisbach qui traite les écoulements de tout type et pour tout liquide.

III- 1.4. Spécificités du logiciel :

Le logiciel possède les mêmes fonctionnalités et possibilités que les autres logiciels de modélisation des réseaux d'eau potable tels que Porteau ou Piccolo. Il présente une convivialité au niveau de son interface qui permet de le rendre assez facilement accessible. Cependant, une formation était nécessaire pour ne pas tomber dans le piège représenté par cette facilité de manipulation des éléments d'Epanet.

On peut également travailler sur un réseau saisi sur Epanet avec le logiciel Piccolo grâce à une passerelle permettant le transfert des fichiers.

En termes de calcul, Epanet présente quelques particularités. Par exemple, sur le logiciel Piccolo, il est possible de demander au logiciel de revoir une demande à la baisse tandis que sur Epanet, une demande est toujours desservie à 100%. Dès lors, lorsqu'on obtient des pressions négatives sur un nœud, ceci signifie que la demande n'est pas satisfaite.

III- 1.5. Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace (nous ne l'avons pas utilisé le modèle de qualité dans notre étude). EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-

Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.

- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux noeuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

III-1.6. Capacités pour la Modélisation de la Qualité de l'Eau :

En plus des simulations hydrauliques, EPANET peut modéliser la qualité de l'eau; on dispose ainsi des capacités suivantes :

- Modélisation du déplacement d'un traceur pendant la durée de la simulation.
- Modélisation des déplacements et les variations de concentration en plus ou en moins que subit une substance (par exemple un produit secondaire de désinfection, ou du chlore résiduel).
- Modélisation du temps de séjour de l'eau dans le réseau.
- Indication à chaque nœud de la proportion d'eau provenant d'une ressource distincte.
- Modélisation des réactions d'évolution de la qualité de l'eau dans la masse et aux parois.
- Utilisation des cinétiques d'ordre n pour calculer les réactions dans la masse d'eau.
- Utilisation des cinétiques d'ordre un ou zéro pour calculer les réactions aux parois des tuyaux.
- Limitations de transfert de masse pour modéliser les réactions aux parois.
- Fixation d'une concentration limite des réactions.
- Utilisation des coefficients de vitesse de réaction globale et des coefficients spécifiques pour certains tuyaux.
- Etablissement d'une corrélation entre les coefficients de vitesse de réaction au niveau de la paroi en fonction de la rugosité du tuyau.
- Introduction d'une substance quelconque à différents emplacements du réseau variant dans le temps en débit massique ou en concentration.

Chapitre IIIfonctionnement et simulation du réseau existant

- Mélange d'eau dans les réservoirs : mélange parfait, à flux piston ou en deux compartiments.

En utilisant ces capacités, Epanet peut modéliser des phénomènes en rapport avec la qualité de l'eau comme:

- ✓ le mélange d'eau provenant de différentes sources;
- ✓ le temps de séjour de l'eau dans le réseau;
- ✓ diminution du chlore résiduel;
- ✓ l'accroissement des sous-produits de la désinfection;
- ✓ la diffusion d'un polluant dans le réseau, introduit en certains points.

III-2-Calcul du réseau de distribution :

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

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

III-2-1-Détermination des débits :

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

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

III-2-1-1-Cas de pointe :

D'après le tableau N°II-6 (chapitre II) de la consommation horaire de notre agglomération, on constate que la pointe est entre 09h et 12h :

$$Q_{pte} = 501,29 \text{ m}^3/\text{h} = 139,25 \text{ L//s}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

a) Débit route :

le débit route est estimer de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \Sigma Q_{cc} \dots \dots \dots (III.1)$$

$$\text{Avec : } \Sigma Q_{cc} = \Sigma Q_{ind} = 0$$

NB : les industries ne sont pas branches sur le réseau d'eau potable, ces deux unités industriels sont dotes de leurs propres réservoirs.

Donc :
$$Q_{rte} = Q_{pte} = 139,25 \text{ l/s}$$

b) Débit spécifique :

$$q_{sp} = Q_{route} / \sum L \dots\dots\dots (III.2)$$

avec :

$\sum L$: la somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route=29546 ml.

AN:
$$q_{sp} = \frac{139,25}{29546} = 0,0047 \text{ l/s/m}$$

$$q_{sp} = 0,0047 \text{ l/s/m}$$

c) Calcul du Débit route pour chaque tronçon :

On utilise l'expression suivante :

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

Avec : q_{sp} ; débit spécifique en l/s/m

L_i : longueur de tronçon de l'ordre i.

d) Calcul du Débit nodal :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r \dots\dots\dots (III-3)$$

Où : - Q_{ni} =débit au nœud.

- $\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.

Le tableau suivant présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

Tableau III-1 : calcul des débits nodaux en cas de pointe

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	$\sum Q_r$ l/s	$Q_N=0,5\sum Q_r+Q_c(l/s)$
2	2-108	305	0,0047	1,43	1,43	0,715
3	3--5	132	0,0047	0,62	2,51	1,255
	3--22	52	0,0047	0,24		
	3--10	351	0,0047	1,65		
4	4--5	225	0,0047	1,06	2,41	1,205
	4--6	287	0,0047	1,35		
5	5--3	132	0,0047	0,62	3,25	1,625
	5--14	334	0,0047	1,57		
	5--4	225	0,0047	1,06		
6	6--4	287	0,0047	1,35	3,11	1,56
	6--8	66	0,0047	0,31		
	6--7	309	0,0047	1,45		
7	7--19	317	0,0047	1,49	2,67	1,335
	7--84	250	0,0047	1,18		
8	8--9	252	0,0047	1,18	1,79	0,895
	8--6	66	0,0047	0,31		
	8--12	63	0,0047	0,3		
9	9--8	252	0,0047	1,18	1,18	0,59
10	10--3	351	0,0047	1,65	2,81	1,405
	10--14	247	0,0047	1,16		
12	12--8	63	0,0047	0,3	2,5	1,25
	12--13	102	0,0047	0,5		
	12--18	56	0,0047	0,26		
	12--15	307	0,0047	1,44		
13	13--12	102	0,0047	0,5	0,5	0,25
14	14--5	334	0,0047	1,57	2,73	1,365
	14--10	247	0,0047	1,16		
15	15--12	307	0,0047	1,44	2,22	1,11
	15--17	167	0,0047	0,78		
16	16--17	188	0,0047	0,88	0,88	0,44
17	17--15	167	0,0047	0,78	2,17	1,085
	17--16	188	0,0047	0,88		
	17--20	109	0,0047	0,51		
18	18--12	56	0,0047	0,26	1,83	0,915
	18--19	335	0,0047	1,57		
19	19--18	335	0,0047	1,57	3,43	1,715
	19--7	317	0,0047	1,49		
	19--53	79	0,0047	0,37		

Suite du tableau III-1

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qn l/s
20	20--17	109	0,0047	0,51	2,31	1,155
	20--52	325	0,0047	1,53		
	20--21	57	0,0047	0,27		
21	21--17	166	0,0047	0,78	2,7	1,35
	21--23	115	0,0047	0,54		
	21--22	293	0,0047	1,38		
22	22--3	52	0,0047	0,24	1,62	0,81
	22--21	293	0,0047	1,38		
23	23--24	393	0,0047	1,85	3,52	1,76
	23--75	240	0,0047	1,13		
	23--21	115	0,0047	0,54		
24	24--23	393	0,0047	1,85	1,85	0,925
25	25--81	90	0,0047	0,42	1,87	0,935
	25--26	265	0,0047	1,25		
	25--82	43	0,0047	0,2		
26	26--25	265	0,0047	1,25	1,25	0,625
27	27--72	174	0,0047	0,80	1,79	0,895
	27--82	161	0,0047	0,76		
	27--73	48	0,0047	0,23		
28	28--29	91	0,0047	0,43	1,64	0,82
	28--30	142	0,0047	0,67		
	28--71	116	0,0047	0,54		
29	29--28	91	0,0047	0,43	2,08	1,04
	29--50	200	0,0047	0,94		
	29--74	150	0,0047	0,71		
30	30--28	142	0,0047	0,67	2,17	1,085
	30--31	237	0,0047	1,11		
	30--47	83	0,0047	0,39		
31	31--30	237	0,0047	1,11	1,11	0,555
32	32--33	146	0,0047	0,69	2,18	1,09
	32--34	235	0,0047	1,1		
	32--47	83	0,0047	0,39		
33	33--32	146	0,0047	0,69	0,69	0,345
34	34--32	235	0,0047	1,1	1,1	0,55
35	35--37	51	0,0047	0,24	0,53	0,265
	35--73	63	0,0047	0,29		
36	36--42	230	0,0047	1,08	4,13	2,065
	36--46	650	0,0047	3,05		

Suite du tableau III-1

<i>nœud</i>	<i>tronçons</i>	<i>Distance</i>	<i>qs l/s</i>	<i>Qr l/s</i>	$\Sigma Qr l/s$	<i>Qn l/s</i>
37	37--35	51	0,0047	0,24	2,98	1,49
	37--38	129	0,0047	0,61		
	37--39	187	0,0047	0,88		
	37--40	265	0,0047	1,25		
38	38--37	129	0,0047	0,61	1,25	0,625
	38--39	71	0,0047	0,33		
	38--40	65	0,0047	0,31		
39	39--38	71	0,0047	0,33	1,99	0,995
	39--37	187	0,0047	0,88		
	39--41	167	0,0047	0,78		
40	40--37	265	0,0047	1,25	2,82	1,41
	40--38	65	0,0047	0,31		
	40--41	268	0,0047	1,26		
41	41--39	167	0,0047	0,78	2,52	1,26
	41--40	268	0,0047	1,26		
	41--70	103	0,0047	0,48		
42	42--36	230	0,0047	1,08	3,19	1,595
	42--80	450	0,0047	2,11		
43	43--44	345	0,0047	1,62	1,9	0,95
	43--73	60	0,0047	0,28		
44	44--43	345	0,0047	1,62	1,99	0,995
	44--45	78	0,0047	0,37		
45	45--44	78	0,0047	0,37	0,37	0,185
46	46--36	650	0,0047	3,05	3,05	1,525
47	47--30	83	0,0047	0,39	0,78	0,39
	47--32	83	0,0047	0,39		
48	48--49	128	0,0047	0,6	1,91	0,955
	48--53	278	0,0047	1,31		
49	49--48	128	0,0047	0,6	1,28	0,64
	49--50	145	0,0047	0,68		
50	50--29	200	0,0047	0,94	3,51	1,755
	50--49	145	0,0047	0,68		
	50--51	403	0,0047	1,89		
51	51--50	403	0,0047	1,89	2,18	1,09
	51--52	63	0,0047	0,29		
52	52--51	63	0,0047	0,29	0,48	0,24
	52--75	41	0,0047	0,19		

Suite du tableau III-1

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qn l/s
53	53--19	79	0,0047	0,37	2,85	1,425
	53--48	278	0,0047	1,31		
	53--54	249	0,0047	1,17		
54	54--55	318	0,0047	1,49	2,66	1,33
	54--53	249	0,0047	1,17		
55	55--54	318	0,0047	1,49	2,42	1,21
	55--121	199	0,0047	0,93		
56	56--60	23	0,0047	0,11	0,5	0,25
	56--59	67	0,0047	0,31		
	56--121	17	0,0047	0,08		
57	57--58	78	0,0047	0,37	0,82	0,41
	57--60	70	0,0047	0,33		
	57--63	25	0,0047	0,12		
58	58--57	78	0,0047	0,37	0,69	0,345
	58--59	69	0,0047	0,32		
59	59--56	67	0,0047	0,31	0,66	0,33
	59--58	69	0,0047	0,32		
60	60--56	23	0,0047	0,11	1,26	0,63
	60--57	70	0,0047	0,33		
	60--61	175	0,0047	0,82		
61	61--60	175	0,0047	0,82	1,63	0,815
	61--62	73	0,0047	0,34		
	61--69	101	0,0047	0,47		
62	62--61	73	0,0047	0,34	1,34	0,67
	62--63	155	0,0047	0,73		
	62--65	58	0,0047	0,27		
	62--67	96	0,0047	0,45		
63	63--57	25	0,0047	0,12	1,14	0,57
	63--62	155	0,0047	0,73		
	63--64	63	0,0047	0,29		
64	64--63	63	0,0047	0,29	1,04	0,52
	64--65	159	0,0047	0,75		
65	65--64	159	0,0047	0,75	2,05	1,025
	65--66	276	0,0047	1,3		
66	65--66	276	0,0047	1,3	1,3	0,65
67	67--62	96	0,0047	0,45	1,41	0,705
	67--68	131	0,0047	0,62		
	67--69	73	0,0047	0,34		
68	67--68	131	0,0047	0,62	0,62	0,31

Suite du tableau III-1

69	69--61	101	0,0047	0,47	1,9	0,95
	69--67	73	0,0047	0,34		
	69--70	232	0,0047	1,09		
70	70--41	103	0,0047	0,48	1,57	0,785
	70--69	232	0,0047	1,09		
71	71--28	116	0,0047	0,55	1,26	0,63
	71--72	152	0,0047	0,71		
72	72--71	152	0,0047	0,71	1,51	0,755
	72--27	171	0,0047	0,8		
73	73--27	48	0,0047	0,22	0,79	0,395
	73--35	63	0,0047	0,29		
	73--43	60	0,0047	0,28		
74	74--29	144	0,0047	0,68	0,68	0,34
75	75--23	240	0,0047	1,13	2,7	1,35
	75--52	41	0,0047	0,19		
	75--76	175	0,0047	0,82		
	75--81	119	0,0047	0,56		
76	75--76	175	0,0047	0,82	1,34	0,67
	76--77	111	0,0047	0,52		
77	76--77	111	0,0047	0,52	0,52	0,26
78	78--79	210	0,0047	0,99	0,99	0,495
79	78--79	210	0,0047	0,99	1,86	0,93
	79--82	186	0,0047	0,87		
80	80--42	450	0,0047	2,11	2,11	1,055
81	81--25	90	0,0047	0,42	0,98	0,49
	81--75	119	0,0047	0,56		
82	79--82	186	0,0047	0,87	1,83	0,915
	25--82	43	0,0047	0,2		
	27--82	161	0,0047	0,76		
84	84--7	250	0,0047	1,175	1,175	0,587
85	85--86	470	0,0047	2,21	5,05	2,525
	85--121	604	0,0047	2,84		
86	86--85	470	0,0047	2,21	3,45	1,725
	86--87	250	0,0047	1,17		
	86--92	15	0,0047	0,07		
87	87--86	250	0,0047	1,17	2,6	1,3
	87--88	305	0,0047	1,43		

Suite du tableau III-1

88	88--87	305	0,0047	1,43	1,87	0,935
	88--89	94	0,0047	0,44		
89	89--88	94	0,0047	0,44	2,52	1,26
	89--90	198	0,0047	0,93		
	89--118	245	0,0047	1,15		
90	90--89	198	0,0047	0,93	1,47	0,735
	90--91	116	0,0047	0,54		
91	91--86	252	0,0047	1,18	2,36	1,18
	91--96	137	0,0047	0,64		
	91--90	116	0,0047	0,54		
92	92--86	15	0,0047	0,07	2,43	1,215
	92--93	235	0,0047	1,1		
	92--101	268	0,0047	1,26		
93	93--92	235	0,0047	1,1	1,95	0,975
	93--94	182	0,0047	0,85		
94	94--93	182	0,0047	0,85	1,84	0,92
	94--95	210	0,0047	0,99		
96	96--91	137	0,0047	0,64	3,49	1,745
	96--97	392	0,0047	1,84		
	96--100	216	0,0047	1,01		
97	97--96	392	0,0047	1,84	3,68	1,84
	97--98	272	0,0047	1,28		
	97--99	120	0,0047	0,56		
98	98--97	272	0,0047	1,28	2,78	1,39
	98--99	319	0,0047	1,5		
99	99--98	319	0,0047	1,5	3,48	1,74
	99--97	120	0,0047	0,56		
	99--100	302	0,0047	1,42		
100	100--96	216	0,0047	1,01	3,82	1,91
	100--99	302	0,0047	1,42		
	100--101	296	0,0047	1,39		
101	101--100	296	0,0047	1,39	2,65	1,325
	101--92	268	0,0047	1,26		
102	102--103	449	0,0047	2,11	2,11	1,055
103	103--102	449	0,0047	2,11	3,42	1,71
	103--104	278	0,0047	1,31		
104	104--103	278	0,0047	1,31	3,03	1,515

Suite du tableau III-1

105	105--104	365	0,0047	1,72	5,73	2,865
	105--106	529	0,0047	2,49		
	105--107	324	0,0047	1,52		
106	106--105	529	0,0047	2,49	3,92	1,96
	106--107	188	0,0047	0,88		
	106--112	118	0,0047	0,55		
107	107--106	188	0,0047	0,88	3,08	1,54
	107--105	324	0,0047	1,52		
	107--108	146	0,0047	0,68		
108	108--107	146	0,0047	0,68	3,37	1,685
	108--2	305	0,0047	1,43		
	108--109	269	0,0047	1,26		
109	109--108	269	0,0047	1,26	4,19	2,095
	109--110	278	0,0047	1,31		
	109--111	345	0,0047	1,62		
110	110--109	278	0,0047	1,31	2,78	1,39
	110--111	313	0,0047	1,47		
111	111--110	313	0,0047	1,47	4,26	2,13
	111--109	345	0,0047	1,62		
	111--112	249	0,0047	1,17		
112	112--106	118	0,0047	0,55	4,78	2,39
	112--111	249	0,0047	1,17		
	112--113	361	0,0047	1,7		
	112--117	289	0,0047	1,36		
113	113--112	361	0,0047	1,7	5,36	2,68
	113--114	410	0,0047	1,93		
	113--116	368	0,0047	1,73		
114	114--113	410	0,0047	1,93	4,99	2,495
	114--116	228	0,0047	1,07		
	114--115	423	0,0047	1,99		
115	115--114	423	0,0047	1,99	4,2	2,1
	115--116	222	0,0047	1,04		
	115--120	250	0,0047	1,17		
116	116--115	222	0,0047	1,04	3,84	1,92
	116--114	228	0,0047	1,07		
	116--113	368	0,0047	1,73		
117	117--112	289	0,0047	1,36	3,19	1,595

Suite du tableau III-1

118	118--89	245	0,0047	1,15	1,15	0,575
119	119--121	810	0,0047	3,8	3,8	1,9
120	120--115	250	0,0047	1,17	3	1,5
	120--117	390	0,0047	1,83		
121	121--56	17	0,0047	0,08	7,65	3,825
	121--119	810	0,0047	3,8		
	121--55	199	0,0047	0,93		
	121--85	604	0,0047	2,84		

III-2-1-2-Cas de pointe + incendie :

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit nécessaire qui est de **17 l/s** donne par le réservoir se trouve au point le plus défavorable c.a. d au nœud **117** de cote de terrain **105m**.

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré

Donc :
$$Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r + Q_{cc} \dots \dots \dots (III.4)$$

Les résultats de calculs des débits dans le cas de pointe plus incendie sont représentés dans le tableau N°III-2 qui suit :

Tableau III-2 : calcul des débits nodaux en cas de pointe-incendie :

nœud	tronçons	Distance (m)	qs l/s	Qr l/s	ΣQ_r l/s	Qcc l/s	Q _N l/s
2	2-108	305	0,0047	1,43	1,43	0	0,715
3	3--5	132	0,0047	0,62	2,51	0	1,255
	3--22	52	0,0047	0,24			
	3--10	351	0,0047	1,65			
4	4--5	225	0,0047	1,06	2,41	0	1,205
	4--6	287	0,0047	1,35			
5	5--3	132	0,0047	0,62	3,25	0	1,625
	5--14	334	0,0047	1,57			
	5--4	225	0,0047	1,06			
6	6--4	287	0,0047	1,35	2,8	0	1,4
	6--7	309	0,0047	1,45			
7	7--19	317	0,0047	1,49	2,67	0	1,335
	7--84	250	0,0047	1,18			
8	8--9	252	0,0047	1,18	1,79	0	0,895
	8--6	66	0,0047	0,31			
	8--12	63	0,0047	0,3			
9	9--8	252	0,0047	1,18	1,18	0	0,59
10	10--3	351	0,0047	1,65	2,81	0	1,405
	10--14	247	0,0047	1,16			
12	12--8	63	0,0047	0,3	2,5	0	1,25
	12--13	102	0,0047	0,5			
	12--18	56	0,0047	0,26			
	12--15	307	0,0047	1,44			
13	13--12	102	0,0047	0,5	0,5	0	0,25
14	14--5	334	0,0047	1,57	2,73	0	1,365
	14--10	247	0,0047	1,16			
15	15--12	307	0,0047	1,44	2,22	0	1,11
	15--17	167	0,0047	0,78			
16	16--17	188	0,0047	0,88	0,88	0	0,44
17	17--15	167	0,0047	0,78	2,17	0	1,085
	17--16	188	0,0047	0,88			
	17--20	109	0,0047	0,51			
18	18--12	56	0,0047	0,26	1,83	0	0,915
	18--19	335	0,0047	1,57			
19	19--18	335	0,0047	1,57	3,43	0	1,715
	19--7	317	0,0047	1,49			
	19--53	79	0,0047	0,37			

Suite du tableau III-2 :

nœud	tronçons	Distance(m)	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qcc l/s	Qn l/s
20	20--17	109	0,0047	0,51	2,31	0	1,155
	20--52	325	0,0047	1,53			
	20--21	57	0,0047	0,27			
21	21--17	166	0,0047	0,78	2,7	0	1,35
	21--23	115	0,0047	0,54			
	21--22	293	0,0047	1,38			
22	22--3	52	0,0047	0,24	1,62	0	0,81
	22--21	293	0,0047	1,38			
23	23--24	393	0,0047	1,85	3,52	0	1,76
	23--75	240	0,0047	1,13			
	23--21	115	0,0047	0,54			
24	24--23	393	0,0047	1,85	1,85	0	0,925
25	25--81	90	0,0047	0,42	1,87	0	0,935
	25--26	265	0,0047	1,25			
	25--82	43	0,0047	0,2			
26	26--25	265	0,0047	1,25	1,25	0	0,625
27	27--72	174	0,0047	0,80	1,79	0	0,895
	27--82	161	0,0047	0,76			
	27--73	48	0,0047	0,23			
28	28--29	91	0,0047	0,43	1,64	0	0,82
	28--30	142	0,0047	0,67			
	28--71	116	0,0047	0,54			
29	29--28	91	0,0047	0,43	2,08	0	1,04
	29--50	200	0,0047	0,94			
	29--74	150	0,0047	0,71			
30	30--28	142	0,0047	0,67	2,17	0	1,085
	30--31	237	0,0047	1,11			
	30--47	83	0,0047	0,39			
31	31--30	237	0,0047	1,11	1,11	0	0,555
32	32--33	146	0,0047	0,69	2,18	0	1,09
	32--34	235	0,0047	1,1			
	32--47	83	0,0047	0,39			
33	33--32	146	0,0047	0,69	0,69	0	0,345
34	34--32	235	0,0047	1,1	1,1	0	0,55
35	35--37	51	0,0047	0,24	0,53	0	0,265
	35--73	63	0,0047	0,29			
36	36--42	230	0,0047	1,08	4,13	0	2,065
	36--46	650	0,0047	3,05			

Suite du tableau III-2 :

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qcc	Qn l/s
37	37--35	51	0,0047	0,24	2,98	0	1,49
	37--38	129	0,0047	0,61			
	37--39	187	0,0047	0,88			
	37--40	265	0,0047	1,25			
38	38--37	129	0,0047	0,61	1,25	0	0,625
	38--39	71	0,0047	0,33			
	38--40	65	0,0047	0,31			
39	39--38	71	0,0047	0,33	1,99	0	0,995
	39--37	187	0,0047	0,88			
	39--41	167	0,0047	0,78			
40	40--37	265	0,0047	1,25	2,82	0	1,41
	40--38	65	0,0047	0,31			
	40--41	268	0,0047	1,26			
41	41--39	167	0,0047	0,78	2,52	0	1,26
	41--40	268	0,0047	1,26			
	41--70	103	0,0047	0,48			
42	42--36	230	0,0047	1,08	3,19	0	1,595
	42--80	450	0,0047	2,11			
43	43--44	345	0,0047	1,62	1,9	0	0,95
	43--73	60	0,0047	0,28			
44	44--43	345	0,0047	1,62	1,99	0	0,995
	44--45	78	0,0047	0,37			
45	45--44	78	0,0047	0,37	0,37	0	0,185
46	46--36	650	0,0047	3,05	3,05	0	1,525
47	47--30	83	0,0047	0,39	0,78	0	0,39
	47--32	83	0,0047	0,39			
48	48--49	128	0,0047	0,6	1,91	0	0,955
	48--53	278	0,0047	1,31			
49	49--48	128	0,0047	0,6	1,28	0	0,64
	49--50	145	0,0047	0,68			
50	50--29	200	0,0047	0,94	3,51	0	1,755
	50--49	145	0,0047	0,68			
	50--51	403	0,0047	1,89			
51	51--50	403	0,0047	1,89	2,18	0	1,09
	51--52	63	0,0047	0,29			

Suite du tableau III-2 :

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qcc l/s	Qn l/s
52	52--51	63	0,0047	0,29	0,48	0	0,24
	52--75	41	0,0047	0,19			
53	53--19	79	0,0047	0,37	2,85	0	1,425
	53--48	278	0,0047	1,31			
	53--54	249	0,0047	1,17			
54	54--55	318	0,0047	1,49	2,66	0	1,33
	54--53	249	0,0047	1,17			
55	55--54	318	0,0047	1,49	2,42	0	1,21
	55--121	199	0,0047	0,93			
56	56--60	23	0,0047	0,11	0,5	0	0,25
	56--59	67	0,0047	0,31			
	56--121	17	0,0047	0,08			
57	57--58	78	0,0047	0,37	0,82	0	0,41
	57--60	70	0,0047	0,33			
	57--63	25	0,0047	0,12			
58	58--57	78	0,0047	0,37	0,69	0	0,345
	58--59	69	0,0047	0,32			
59	59--56	67	0,0047	0,31	0,66	0	0,33
	59--58	69	0,0047	0,32			
60	60--56	23	0,0047	0,11	1,26	0	0,63
	60--57	70	0,0047	0,33			
	60--61	175	0,0047	0,82			
61	61--60	175	0,0047	0,82	1,63	0	0,815
	61--62	73	0,0047	0,34			
	61--69	101	0,0047	0,47			
62	62--61	73	0,0047	0,34	1,34	0	0,67
63	63--57	25	0,0047	0,12	1,14	0	0,57
	63--62	155	0,0047	0,73			
	63--64	63	0,0047	0,29			
64	64--63	63	0,0047	0,29	1,04	0	0,52
	64--65	159	0,0047	0,75			
65	65--64	159	0,0047	0,75	2,05	0	1,025
	65--66	276	0,0047	1,3			
66	66--65	276	0,0047	1,3	1,3	0	0,65
67	67--62	96	0,0047	0,45	1,41	0	0,705
	67--68	131	0,0047	0,62			
	67--69	73	0,0047	0,34			

Suite du tableau III-2 :

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	$\sum Q_r$ l/s	Qcc l/s	Qn l/s
68	68--67	131	0,0047	0,62	0,62	0	0,31
69	69--61	101	0,0047	0,47	1,9	0	0,95
	69--67	73	0,0047	0,34			
	69--70	232	0,0047	1,09			
70	70--41	103	0,0047	0,48	1,57	0	0,785
	70--69	232	0,0047	1,09			
71	71--28	116	0,0047	0,55	1,26	0	0,63
	71--72	152	0,0047	0,71			
72	72--71	152	0,0047	0,71	1,51	0	0,755
	72--27	171	0,0047	0,8			
73	73--27	48	0,0047	0,22	0,79	0	0,395
	73--35	63	0,0047	0,29			
	73--43	60	0,0047	0,28			
74	74--29	144	0,0047	0,68	0,68	0	0,34
75	75--23	240	0,0047	1,13	2,7	0	1,35
	75--52	41	0,0047	0,19			
	75--76	175	0,0047	0,82			
	75--81	119	0,0047	0,56			
76	76--75	175	0,0047	0,82	1,34	0	0,67
	76--77	111	0,0047	0,52			
77	77--76	111	0,0047	0,52	0,52	0	0,26
78	78--79	210	0,0047	0,99	0,99	0	0,495
79	79--78	210	0,0047	0,99	1,86	0	0,93
	79--82	186	0,0047	0,87			
80	80--42	450	0,0047	2,11	2,11	0	1,055
81	81--25	90	0,0047	0,42	0,98	0	0,49
	81--75	119	0,0047	0,56			
82	82--79	186	0,0047	0,87	1,83	0	0,915
	82--25	43	0,0047	0,2			
	82--27	161	0,0047	0,76			
84	84--7	250	0,0047	1,175	1,175	0	0,587
85	85--86	470	0,0047	2,21	5,05	0	2,525
	85--121	604	0,0047	2,84			
86	86--85	470	0,0047	2,21	3,45	0	1,725
	86--87	250	0,0047	1,17			
	86--92	15	0,0047	0,07			

Suite du tableau III-2 :

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qcc l/s	Qn l/s
87	87--86	250	0,0047	1,17	2,6	0	1,3
	87--88	305	0,0047	1,43			
88	88--87	305	0,0047	1,43	1,87	0	0,935
	88--89	94	0,0047	0,44			
89	89--88	94	0,0047	0,44	2,52	0	1,26
	89--90	198	0,0047	0,93			
	89--118	245	0,0047	1,15			
90	90--89	198	0,0047	0,93	1,47	0	0,735
	90--91	116	0,0047	0,54			
91	91--86	252	0,0047	1,18	2,36	0	1,18
	91--96	137	0,0047	0,64			
	91--90	116	0,0047	0,54			
92	92--86	15	0,0047	0,07	2,43	0	1,215
	92--93	235	0,0047	1,1			
	92--101	268	0,0047	1,26			
93	93--92	235	0,0047	1,1	1,95	0	0,975
	93--94	182	0,0047	0,85			
94	94--93	182	0,0047	0,85	1,84	0	0,92
	94--95	210	0,0047	0,99			
96	96--91	137	0,0047	0,64	3,49	0	1,745
	96--97	392	0,0047	1,84			
	96--100	216	0,0047	1,01			
97	97--96	392	0,0047	1,84	3,68	0	1,84
	97--98	272	0,0047	1,28			
	97--99	120	0,0047	0,56			
98	98--97	272	0,0047	1,28	2,78	0	1,39
	98--99	319	0,0047	1,5			
99	99--98	319	0,0047	1,5	3,48	0	1,74
	99--97	120	0,0047	0,56			
	99--100	302	0,0047	1,42			
100	100--96	216	0,0047	1,01	3,82	0	1,91
	100--99	302	0,0047	1,42			
	100--101	296	0,0047	1,39			
101	101--100	296	0,0047	1,39	2,65	0	1,325
	101--92	268	0,0047	1,26			
102	102--103	449	0,0047	2,11	2,11	0	1,055

Suite du tableau III-2 :

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qcc l/s	Qn l/s
103	103—102	449	0,0047	2,11	3,42	0	1,71
	103--104	278	0,0047	1,31			
104	104--103	278	0,0047	1,31	3,03	0	1,515
	104--105	365	0,0047	1,72			
105	105--104	365	0,0047	1,72	5,73	0	2,865
	105--106	529	0,0047	2,49			
	105--107	324	0,0047	1,52			
106	106--105	529	0,0047	2,49	3,92	0	1,96
	106--107	188	0,0047	0,88			
	106--112	118	0,0047	0,55			
107	107--106	188	0,0047	0,88	3,08	0	1,54
	107--105	324	0,0047	1,52			
	107--108	146	0,0047	0,68			
108	108--107	146	0,0047	0,68	3,37	0	1,685
	108--2	305	0,0047	1,43			
	108--109	269	0,0047	1,26			
109	109--108	269	0,0047	1,26	4,19	0 0	2,095
	109--110	278	0,0047	1,31			
	109--111	345	0,0047	1,62			
110	110--109	278	0,0047	1,31	2,78	0	1,39
	110--111	313	0,0047	1,47			
111	111--110	313	0,0047	1,47	4,26	0	2,13
	111--109	345	0,0047	1,62			
	111--112	249	0,0047	1,17			
112	112--106	118	0,0047	0,55	4,78	0	2,39
	112--111	249	0,0047	1,17			
	112--113	361	0,0047	1,7			
	112--117	289	0,0047	1,36			
113	113--112	361	0,0047	1,7	5,36	0	2,68
	113--114	410	0,0047	1,93			
	113--116	368	0,0047	1,73			
114	114--113	410	0,0047	1,93	4,99	0	2,495
	114--116	228	0,0047	1,07			
	114--115	423	0,0047	1,99			

Suite du tableau III-2 :

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	$\sum Qr$ l/s	Qcc l/s	Qn l/s
115	115--114	423	0,0047	1,99	4,2	0	2,1
	115--116	222	0,0047	1,04			
	115--120	250	0,0047	1,17			
116	116--115	222	0,0047	1,04	3,84	0	1,92
	116--114	228	0,0047	1,07			
	116--113	368	0,0047	1,73			
117	117--112	289	0,0047	1,36	3,19	17	18,595
	117--120	390	0,0047	1,83			
118	118--89	245	0,0047	1,15	1,15	0	0,575
119	119--121	810	0,0047	3,8	3,8	0	1,9
120	120--115	250	0,0047	1,17	3	0	1,5
	120--117	390	0,0047	1,83			
121	121--56	17	0,0047	0,08	7,65	0	3,825
	121--119	810	0,0047	3,8			
	121--55	199	0,0047	0,93			
	121--85	604	0,0047	2,84			

III-3-Résultat de la simulation:

III-3-1-Cas de pointe : les vitesses et les pertes de charges au niveau du réseau sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant :

N° de tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
26	450	80	-1,05	0,21	0,76
29	620	80	-1,52	0,30	1,51
30	230	80	2,65	0,53	4,21
32	307	60	-6,24	2,21	95,80
37	129	60	-0,41	0,14	0,61
38	65	60	-0,21	0,08	0,18
39	265	60	0,30	0,11	0,34
40	51	60	0,19	0,07	0,14
45	268	60	1,92	0,68	10,81
46	70	60	-0,82	0,29	2,22
47	167	60	-2,41	0,85	16,48
48	187	60	-0,60	0,21	1,25
51	56	80	2,13	0,42	2,81
52	63	60	-6,69	2,37	109,02
54	103	100	-5,59	0,71	5,66
58	232	100	-6,38	0,81	7,22
59	73	100	-2,8	0,36	1,57
60	276	100	0,31	0,04	0,03
65	101	100	-4,53	0,58	3,83
66	73	100	0,87	0,11	0,18
69	93	100	3,81	0,49	2,79
70	58	80	0,47	0,09	0,32
81	159	80	1,2	0,24	1,82
95	69	100	-3,15	0,4	1,96
96	67	100	-3,48	0,44	2,35
97	17	250	-14,56	0,3	0,38
100	604	250	16,07	0,33	0,53
102	470	250	13,55	0,28	0,34
103	15	60	-1,51	0,54	6,05
104	252	150	10,3	0,58	2,43
105	116	66	1,77	0,52	9,48

Suite de Tableau III-3

N°de Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
106	198	80	1,03	0,21	1,37
107	94	80	0,8	0,16	0,46
108	245	80	0,57	0,11	0,46
109	305	80	1,74	0,35	1,92
110	250	80	3,04	0,6	5,42
113	190	80	6,3	1,25	20,95
114	235	60	5,33	1,88	62,31
121	268	80	2,6	0,52	4,06
122	296	80	1,27	0,25	1,08
123	390	80	2,07	0,41	2,66
124	137	150	7,35	0,42	1,3
126	270	80	0,5	0,1	0,19
127	120	80	-0,27	0,05	0,06
128	315	100	0,89	0,11	0,19
129	300	100	2,9	0,37	1,68
131	199	250	35,96	0,73	2,05
143	142	100	4,02	0,51	3,06
144	237	100	0,56	0,07	0,08
145	83	100	2,38	0,3	1,16
146	83	80	1,99	0,39	2,47
147	146	80	0,34	0,07	0,1
148	235	80	0,55	0,11	0,23
150	91	250	-24,8	0,51	1,03
152	200	250	-26,78	0,55	1,19
153	145	300	-43,93	0,62	1,22
154	128	300	-44,57	0,63	1,25
155	278	300	-45,52	0,64	1,3
156	249	300	38,5	0,54	0,96
157	318	250	37,17	0,76	2,18
160	78	80	-0,19	0,04	0,03
161	345	80	-1,18	0,23	1,75
164	830	250	-1,5	0,03	0,01
168	48	250	-9,22	0,19	0,31
170	174	250	-18,58	0,38	0,6

Suite de Tableau III-3 :

N° de Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
172	116	250	-19,97	0,41	0,69
177	161	250	8,47	0,17	0,14
178	43	250	6,13	0,12	0,14
179	265	80	-0,32	0,06	0,15
185	91	250	5,51	0,11	0,12
186	119	250	5,02	0,1	0,1
187	41	200	-13,57	0,43	1
189	63	200	-14,96	0,48	1,2
190	403	200	-16,05	0,51	1,36
192	215	100	7,22	0,92	16,96
194	325	80	1,15	0,23	1,69
196	245	250	16,31	0,33	0,88
198	393	80	0,92	0,18	1,12
205	186	80	1,43	0,28	2,49
206	210	80	0,5	0,1	0,35
209	175	100	0,93	0,12	0,38
210	111	102	0,26	0,03	0,03
223	79	150	-85,45	4,84	122,5
224	317	100	-22,46	2,86	74,31
225	335	150	-64,7	3,66	73,2
227	250	80	0,59	0,12	0,26
228	86	250	-20,14	0,41	1,31
229	166	250	-7,35	0,15	0,2
230	188	250	0,44	0,01	0
231	167	60	-8,88	3,14	160,47
232	307	100	-9,99	1,27	30,91
234	56	250	-65,62	1,34	11,64
235	102	150	0,25	0,01	0
236	65	250	-77,11	1,57	15,69
237	252	150	0,59	0,03	0,01
238	66	250	-78,59	1,6	16,25
239	309	150	24,38	1,38	12,01
240	303	250	-33,06	0,67	1,75

Suite de Tableau III-3

N° de Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
245	313	80	0,18	0,04	0,03
249	146	250	27,49	0,56	1,25
250	188	250	20,87	0,43	0,75
251	118	250	16,42	0,33	0,48
252	249	80	1,74	0,35	1,93
254	324	100	5,08	0,65	4,75
255	529	80	-2,06	0,41	2,64
262	361	150	6,53	0,37	1,05
263	410	80	0,89	0,18	0,56
264	423	80	-0,67	0,13	0,33
265	222	150	-0,11	0,01	0
266	228	80	0,94	0,19	0,61
267	368	150	2,96	0,17	0,24
268	289	150	5,76	0,33	0,83
269	390	150	4,16	0,24	0,46
270	250	150	2,66	0,15	0,2
274	365	100	4,28	0,54	3,45
275	278	100	2,77	0,35	1,54
276	449	80	1,05	0,21	0,76
281	293	80	-14,14	2,81	93,54
282	52	80	-14,95	2,97	103,7
283	132	150	-17,27	0,98	6,34
284	225	150	-20,6	1,17	8,79
285	287	150	-21,8	1,23	9,76
288	351	80	1,07	0,21	0,78
289	247	80	-0,34	0,07	0,09
290	334	80	-1,7	0,34	3,26
294	500	400	126,17	1	2,12
2	62	80	-1,72	0,34	3,54
3	78	100	2,81	0,36	1,58
4	25	100	6,37	0,81	13,45
5	70	100	3,98	0,51	5,62
6	100	250	-10,83	0,22	0,22
8	155	100	4,08	0,52	3,16

Suite de Tableau III-3

N° de Tuyau	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
1	145	60	-0,94	0,33	2,52
7	216	100	3,54	0,45	2,43
11	1	250	-33,77	0,69	2,09
9	175	100	6,22	0,79	6,89
10	276	80	0,65	0,13	0,58

Les charges et les pressions dans le réseau sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Charges et pressions dans le réseau existant :

Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
24	42,81	1,05	29,07	-13,71
25	43,68	1,60	29,42	-14,23
27	41,26	1,52	29,45	-11,79
28	44,24	2,07	30,39	-13,82
31	51,9	0,26	59,80	7,88
33	52,5	1,49	59,79	7,28
34	53,55	0,63	59,87	6,31
35	54,28	1,41	59,88	5,59
41	49,03	1,00	60,02	10,97
42	42,36	1,26	62,78	20,37
49	52,65	0,40	66,67	13,99
50	49,84	0,95	66,51	16,63
53	43,63	0,79	63,36	19,69
55	46,94	0,95	65,03	18,06
56	44,55	0,70	65,15	20,56
57	43,26	0,31	65,14	21,84
61	47,44	0,81	65,42	17,95
62	47,92	0,67	65,41	17,45
63	46,75	1,02	65,39	18,60
76	47,5	0,52	65,68	18,14
82	53,38	0,57	64,08	10,68
83	44,37	1,26	64,20	19,79
84	45,48	0,94	64,24	18,72
85	51,13	0,74	64,47	13,31
86	53,08	1,18	65,57	12,46
87	49,42	1,73	66,18	16,73
88	48,99	1,22	66,27	17,25
89	46,61	2,53	66,34	19,69
90	46,56	0,34	66,36	19,76
91	47,46	0,33	66,49	18,99
92	47,26	0,25	66,65	19,35
93	47,26	3,83	66,66	19,36
101	46,52	1,30	64,83	18,27
111	66,11	0,92	84,89	18,75
112	71,05	0,97	80,91	9,84
115	72,43	1,33	65,18	-7,23
116	86,29	1,91	64,86	-21,38
117	62,41	1,75	65,39	2,97
118	85,28	1,74	64,36	-20,88
119	64,84	1,84	64,35	-0,49

Suite de Tableau III-4 :

N° de Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
120	81,03	1,39	64,3	-16,7
130	47,76	1,21	67,06	19,27
132	43,94	1,33	67,76	23,77
133	44,31	1,42	67,99	23,64
134	44,83	0,95	67,63	22,76
135	44,37	1,09	67,29	22,88
136	45,68	0,82	66,96	21,24
137	47,76	1,09	66,53	18,73
138	46,83	0,56	66,51	19,64
139	44,96	0,55	66,17	21,17
140	45,49	1,09	66,23	20,7
141	47,38	0,39	66,43	19,01
142	45,34	0,34	66,21	20,83
149	45,98	1,04	67,06	21,04
151	44,79	0,64	67,47	22,64
158	44,18	0,19	65,9	21,68
159	45,08	1	65,9	20,78
162	52,65	1,5	66,65	13,97
165	44,91	0,63	66,88	21,93
166	45,68	0,75	66,79	21,06
167	48,87	0,89	66,68	17,77
174	45,92	0,63	66,69	20,73
175	51,24	0,94	66,65	15,38
176	52,09	0,92	66,66	14,54
182	54,12	0,49	66,64	12,5
183	50,83	1,35	66,63	15,77
184	51,3	0,24	66,67	15,34
224	48,92	1,09	66,74	17,79
23	48,76	1,15	66,12	17,33
22	50,93	1,76	66,41	15,45
21	61,65	0,92	65,97	4,31
20	50,93	0,71	66,41	15,45
19	60,01	1,68	65,88	5,86
18	66,72	2,1	65,11	-1,61
17	67,77	1,39	65,01	-2,75
16	67,77	0,5	66,12	-1,65
15	65,07	0,93	66,19	1,12

Suite de Tableau III-4 :

N° Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
14	57,61	0,67	66,56	8,93
13	64,46	0,26	66,56	2,09
12	49,3	1,35	66,52	17,19
11	47,34	1,09	66,56	19,18
10	45,68	0,44	66,56	20,84
9	49,25	1,11	93,36	44,02
8	51,29	1,25	102,85	51,45
6	47,65	0,92	102,19	54,44
5	48,99	1,72	77,67	28,63
4	71,02	0,59	103,86	32,78
3	60,75	1,34	101,23	40,4
2	56,88	0,89	103,87	46,89
1	64,03	1,4	104,94	40,83
226	47,15	0,59	101,16	53,91
233	55,34	0,25	102,85	47,41
243	63,58	2,13	65,02	1,44
246	67,47	1,54	65,7	-1,77
247	83,21	2,39	65,56	-17,62
248	84,66	2,39	65,5	-19,12
253	64,15	2,87	64,16	0,01
256	91,1	2,68	65,12	-25,93
257	67,04	2,49	64,89	-2,14
258	91,16	2,1	65,03	-26,07
259	88,34	1,92	65,03	-23,26
260	109,62	1,5	65,08	-44,45
261	105,67	1,6	65,26	-40,33
271	64,8	1,51	62,9	-1,9
272	71,23	1,71	62,47	-8,74
273	65,18	1,05	62,13	-3,04
277	50,52	0,81	93,93	43,32
278	51,02	1,25	99,32	48,21
279	53,87	1,63	100,16	46,2
280	55,67	1,21	102,14	46,37
286	65,38	1,4	99,05	33,6
287	58,11	1,37	99,07	40,88
7	47,9	0,57	65,9	17,96
26	47,9	0,41	66,23	18,3

Suite de Tableau III-4 :

N° de Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
29	47,26	0,63	66,63	19,33
30	42,09	0,65	65,23	23,09
Réservoir 191	86,54	-7,22	88,54	2
Réservoir 291	104	-126,17	106	2

Conclusion :

Après la simulation on a constaté que notre réseau ne répond pas parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable, à savoir la pression doit être entre 10 à 60 m.c.e, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s.

On a enregistré des pressions négatives au niveau de quelques nœuds de réseau.

Introduction :

Dans ce chapitre on va faire exposer les anomalies trouver au niveau du fonctionnement du notre réseau, et les remèdes à proposer pour améliorer son fonctionnement.

IV- Analyse de la situation actuelle 2010:

Les réseaux d'eau connaissent beaucoup de problèmes pour divers raisons, parmi on a la croissance démographique par conséquence augmentation de la consommation, mauvais dimensionnement des ouvrages, mauvaise gestion de réseau...etc.

IV-1- Interprétation des résultats de calcul pour 2010 :

La simulation de comportement de réseau de distribution de la ville de DBK pour la situation actuelle présente quelques insuffisances empêchant le bon fonctionnement du notre réseau d'alimentation en eau potable.

D'après les résultats de la simulation, on fait le constat suivant :

- Les pressions obtenues au niveau de la partie nord, la partie Est (les touarès) et la partie de réseau desservant la localité de mouldiue (l'est de la ville) sont défavorables (inferieur à 20 m.c.e), et nous avons constaté même des dépressions à la partie sud Est de la région.
- Des vitesses faibles ont été enregistre au niveau de quelques tronçons de réseau (inférieur à 0.5m/s) et nous avons des vitesses qui dépassent les 3 m/s. sachant que la fourchette des vitesses admissibles est 0,5—1,5 m/s.

IV-2- Présentation des détails des anomalies dans le réseau :

IV-2-1- Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale :

IV-2-1-1- Cas de pointe :

Les tronçons dont les vitesses sont inferieurs à la normale seront les suivants :

Tableau IV-1 : Les vitesses inférieures à la normale

N° de tuyau	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Vitesse (m/s)	N° de tuyau	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Vitesse (m/s)
51	42	80	0,21	140	89	118	0,11
53	36	46	0,3	98	63	104	0,34
63	37	38	0,15	113	100	101	0,31
61	38	40	0,08	107	96	97	0,4
65	35	37	0,05	106	91	96	0,4
60	38	39	0,29	108	97	98	0,1
64	37	39	0,22	110	97	99	0,06
56	43	73	0,42	109	98	99	0,11
49	67	69	0,36	111	99	100	0,38
48	67	68	0,04	83	30	31	0,07
41	61	62	0,11	79	30	47	0,3
46	62	65	0,09	81	32	47	0,39
44	64	65	0,24	80	32	33	0,07
36	58	59	0,4	78	32	34	0,11
34	59	56	0,44	52	44	45	0,04
144	56	121	0,3	54	43	44	0,23
145	121	85	0,27	95	119	121	0,03
96	85	86	0,22	76	27	73	0,19
103	89	90	0,21	67	27	76	0,38
102	88	89	0,16	187	27	82	0,18
75	25	82	0,13	73	25	26	0,12
87	25	81	0,1	88	75	81	0,09
23	23	24	0,18	85	78	79	0,1
89	75	76	0,12	90	76	77	0,03
94	7	84	0,12	18	16	17	0,01

Ce genre de vitesses faibles favorise la formation du tartre. Le tartre en alimentation en eau potable est assimilé au cancer chez l'être humain.

Il réduit la section réelle de l'écoulement d'une manière considérable, ceci provoque une augmentation des pertes de charge, par conséquent une diminution de la pression.

Tableau IV.2 : les vitesses supérieures à la normale :

N° de tuyau	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Vitesse (m/s)	N° de tuyau	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Vitesse (m/s)
66	35	36	2,21	14	18	19	3,16
77	73	35	2,36	9	8	12	1,58
139	19	53	4,86	7	6	8	1,61
15	7	19	2,87	21	21	22	2,83

Ces vitesses sont à proscrire du fait du coup de bélier. Elles fatiguent la conduite et provoquent une usure prématurée.

IV-2-2- Présentation des nœuds dont les pressions sont inférieures à la normale :

Dans notre réseau on n'a pas enregistré des pressions trop importantes c.à.d. de pressions supérieures à 60 m colonne d'eau.

IV-2-2-1 Cas de pointe :

Tableau IV. 3 : les pressions inferieurs à la normale :

N° de Nœud	Pression	Nœud	Pression
	m		m
80	-14	109	-2,00
42	-14,61	110	-3,15
46	-12,17	78	-2,04
36	-14,20	79	0,72
35	7,5	76	8,54
37	6,9	77	1,7
38	5,93	111	1,04
40	5,81	107	-2,16
93	9,74	106	-18,01
101	-7,14	112	-19,51
100	-21,74	105	-0,38
96	2,62	113	-26,32
99	-21,23	104	66,46
97	-0,84	114	-2,54
98	-17,05	115	-26,47
24	3,92	116	-23,65
108	5,46	120	-44,84

Constat :

On a constaté des pressions relativement faible à la partie nord de la ville, ainsi que des dépressions au niveau du coté des Touarès et Mouldiouène. Ces pressions sont insuffisantes pour répondre aux besoins des abonnés, et la présence des dépressions favorise l’infiltration des eaux parasites (pollution) dans la conduite, s’il existe des fuites et des joints mal façonnés. En plus de ça les conduite aplatissent et ce brise vue la répétition de la mise en dépression.

IV-2-2-2- Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas encore y a pas des pressions supérieures à 60 m colonne d'eau, au contraire, on a enregistré un grand nombre de points avec pressions inférieures à 10 m colonne d'eau, et en plus des dépressions aux endroits connus (Touarès et Mouldouène). La présence des dépressions veut dire que l'écoulement n'aura pas lieu et les abonnés desservies dans ces zones seront prive d'eau.

Tableau. IV 4 : les pressions inférieurs à la normale

N° de Nœud	Pression	N° de Nœud	Pression
	m		m
24	-24,43	50	5,52
25	-24,96	53	9,31
27	-22,51	55	7,78
28	-24,55	56	10,28
31	-2,85	57	11,56
33	-3,44	61	7,68
34	-4,38	62	7,19
35	-5,09	63	8,34
41	0,30	76	7,89
42	9,95	82	0,53
49	2,87	83	9,64
85	3,17	84	8,57
272	-21,40	87	6,57
116	-31,50	88	7,26
117	-7,16	89	9,51
118	-31,00	90	9,53
130	9,02	93	9,13
140	9,8	101	8,12
141	8,11	111	17,47

IV-3- Les solutions pour le réseau actuel :

Afin d'améliorer la desserte en eau des abonnés, et remédier aux problèmes rencontrés dans le réseau pendant l'heure de pointe à l'état actuel et jusqu'à un horizon proche, on a fait proposer quelques solutions qu'on a vu d'urgence et nous préconisons les travaux prioritaires suivants :

IV-3-1- Travaux sur le réseau :

1^{ère} solution :

Augmentation de certains diamètres le long des conduites qui mènent vers les nœuds les plus défavorables. Ces changements que nous proposons vont causer la diminution des pertes de charge, par conséquent l'amélioration de la pression dans le réseau.

Tableau IV.5: les diamètres proposés :

Du nœud N°	Au nœud N°	Ø initial (mm)	Ø final (mm)
35	36	60	125
35	37	60	80
73	35	60	125
86	92	60	125
92	93	60	125
19	53	150	300
7	19	100	300
18	19	150	300
15	17	60	100
12	15	100	125
117	120	150	200
21	22	80	100
22	3	80	100

2^{ème} solution :

Malgré l'amélioration apportée dans la 1^{ère} solution, on a constaté que le problème de dépression dans le réseau persiste encore au niveau de certains points particulièrement de côté Est de la ville (toularès), et des pressions relativement faible de côté ouest de la ville (localité de mouldiouene).

Pour cela on a vu de procéder à la réalisation des travaux suivants :

- On prévoit de projeter un château d'eau dans la partie haute sud dominant la ville sur le côté sud-est, afin de remédier au problème de chute de pression dans ce côté de la ville, ainsi on a vu l'amélioration de la pression dans la localité de Mouldiouene avec cette projection de château d'eau.
- L'implantation d'un nouveau forage pour l'alimentation de château d'eau projeter, et ceci au niveau de champ de captage de la nappe de l'oued Bougdoura.

Mais le problème qui s'est posé après cette nouvelle projection est au niveau de réservoir de 200 m³ de Mouldiouene, on a constaté que ce dernier ne joue plus son rôle de restituer de l'eau aux consommateurs pendant la période de pointe, mais au contraire il joue le rôle d'un gaspilleur de l'eau.

- On doit placer une vanne à la sortie de réservoir de 200 m³ de Mouldiouene suite à son inutilité dans l'alimentation de la localité, pour l'isoler du réseau et éviter de perdre de l'eau qui se divise à travers son trop plein.

Le comportement du réseau en termes de pression après solution proposées est le suivant :

IV-3-1- 1- cas de pointe :

On a constate une amélioration considérable au niveau des points les plus défavorables

Tableau IV.6: Les pressions avant et après les changements :

N° de Nœud	Pression avant (m)	Pression après (m)
24	-24,43	59,62
25	-24,96	59,09
27	-22,51	61,54
28	-24,55	59,50
31	-2,85	52,68
33	-3,44	51,27
34	-4,38	49,45
35	-5,09	48,65
41	0,30	53,95
42	9,95	60,52
49	2,87	52,46
50	5,52	55,10
53	9,31	59,26

IV-3-1-2- cas de pointe + incendie :

C'est le même cas que pour le cas de pointe, une amélioration considérable des pressions :

Tableau IV.7: Les pressions avant et après les changements :

N° de Nœud	Pression avant (m)	Pression après (m)
24	-24,43	59,41
25	-24,96	58,89
27	-22,51	61,33
28	-24,55	59,30
31	-2,85	52,47
33	-3,44	51,08
34	-4,38	49,26
35	-5,09	48,47
41	0,30	53,76
42	9,95	60,34
49	2,87	52,25
50	5,52	54,90
53	9,31	59,09

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a résolu les problèmes trouvés au niveau de fonctionnement de notre réseau :

- Amélioration des pressions de service aux points les plus défavorables.
- Assurer une meilleure desserte en eau des abonnées et cela même pendant la période de pointe.

Introduction :

Le diagnostic fait sur le réseau de distribution de la ville de DBK et les améliorations apportées s'avèrent valables pour répondre aux besoins de l'agglomération jusqu'à un horizon avoisinons 2025, au delà de cette horizon le réseau existant ne satisfait guère les besoins demandés, pour cette raison là, on a vue de procéder à une projection d'un nouveau réseau qui permettra de satisfaire les besoins croissants de notre agglomération et cela jusqu'à l'horizon 2050.

V-1- Choix du système de distribution :

Vu que le terrain présente une dénivellation plus au moins importantes, nous avons opté pour le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent à partir des forages vers les réservoirs de stockage, puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

V-2- Classification des réseaux :

Un réseau de distribution peut avoir une forme ramifiée ou une forme maillée, ce qui est plus courant. Les principaux éléments des réseaux sont les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, vannes, ventouses...).

Les réseaux de distribution sont constitués des conduites principales et des conduites secondaires. On distingue différents types de réseaux :

V-2-1- Réseau ramifié :

C'est un réseau tel que tout point du réseau ne peut être alimenté que d'une seul façon. Ainsi que la caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens. Un réseau ramifié ne peut comporter qu'un seul nœud de référence amont.

Si n est le nombre de nœud du réseau. Le nombre de tronçons T est égal à $n-1$.

V-2-2- Réseau maillé :

C'est le cas le plus fréquent en distribution. Le réseau maille est l'assemblage de deux ou de plusieurs réseaux ramifiés par des conduites qui permettent des échanges entre les réseaux, et qui constituent des mailles permettant une alimentation de retour.

Les réseaux maille présente les avantages suivants :

- plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de casse d'une conduite , il suffit de l'isoler et tous les abonner sites à l'aval seront alimente par les autres conduites)
- une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tous le réseau.

Par contre, il est plus couteux et difficile à calculer.

Eventuellement, on peut utiliser d'autre types du réseaux :

- réseau mixte, qui est un réseau maille comportant des ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville.
- réseaux étagés, dans le cas ou la topographie est très accidenté.

Remarque : vu la configuration de notre zone, on a opte pour le réseau mixte.

V-3- Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2050 :

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

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

V-3-1- Détermination des débits :

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

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

❖ Cas de pointe :

D'après le tableau II-6 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 09h du matin. Avec un débit de pointe de consommation égal à :

$$Q_{pte} = 480,58 \text{ l/s.}$$

- **Débit route : Q_{rte}**

$$Q_{rte} = Q_{pte} - Q_{cc} \text{ Avec : } Q_{cc} = 0$$

Donc : $Q_{rte} = Q_{pte} = 480,58$ l/s

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

Donc: $Q_{sp} = \frac{480,58}{25049} = 0,01919$ L/s/m

Les résultants de calculs des débits sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau V.1 : détermination des débits en route et aux nœuds :

nœud	tronçons	longueur	qs l/s	Qr l/s	$\sum Q_r$ l/s	$Q_N = 0,5 \sum Q_r + Q_c$ (l/s)
1	1--2	310	0,01919	5,9489	15,08	7,54
	1--4	141	0,01919	2,70579		
	1--9	335	0,01919	6,42865		
2	2--3	193	0,01919	3,70367	14,35	7,175
	2--5	245	0,01919	4,70155		
	2--1	310	0,01919	5,9489		
3	3--2	193	0,01919	3,70367	12,4	6,2
	3--4	298	0,01919	5,71862		
	3--12	155	0,01919	2,97445		
4	4--3	298	0,01919	5,71862	13,07	6,535
	4--1	141	0,01919	2,70579		
	4--11	242	0,01919	4,64398		
5	5--6	245	0,01919	4,70155	13,85	6,925
	5--7	131	0,01919	2,51389		
	5--8	346	0,01919	6,63974		
6	6--5	252	0,01919	4,83588	12,24	6,12
	6--7	386	0,01919	7,40734		
7	7--6	386	0,01919	7,40734	10,01	5
	7--8	136	0,01919	2,60984		
8	8--5	346	0,01919	6,63974	9,24	4,62
	8--7	136	0,01919	2,60984		
9	9--1	335	0,01919	6,42865	13,47	6,735
	9--10	367	0,01919	7,04273		
10	10--9	367	0,01919	7,04273	16,46	8,23
	10--17	292	0,01919	5,60348		
	10--18	199	0,01919	3,81881		
11	11--12	258	0,01919	4,95102	12,53	6,265
	11--17	153	0,01919	2,93607		
	11--4	242	0,01919	4,64398		

Suite de Tableau V.1

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qn l/s
12	12--11	258	0,01919	4,95102	12	6
	12--3	155	0,01919	2,97445		
	12--13	212	0,01919	4,06828		
13	13--12	212	0,01919	4,06828	6	3
	13--14	101	0,01919	1,93819		
14	14--25	327	0,01919	6,27513	12,97	6,485
	14--15	248	0,01919	4,75912		
	14--13	101	0,01919	1,93819		
15	15--19	236	0,01919	4,52884	19,65	9,825
	15--14	248	0,01919	4,75912		
	15--16	540	0,01919	10,3626		
16	16--17	268	0,01919	5,14292	21,26	10,63
	16--18	300	0,01919	5,757		
	16--15	540	0,01919	10,3626		
17	17--11	153	0,01919	2,93607	13,68	6,84
	17--10	292	0,01919	5,60348		
	17--16	268	0,01919	5,14292		
18	18--10	199	0,01919	3,81881	14,41	7,205
	18--21	252	0,01919	4,83588		
	18--16	300	0,01919	5,757		
19	19--15	236	0,01919	4,52884	14,29	7,145
	19--20	460	0,01919	8,8274		
	19--27	49	0,01919	0,94031		
20	20--19	460	0,01919	8,8274	17,76	8,88
	20--21	326	0,01919	6,25594		
	20--23	140	0,01919	2,6866		
21	21--18	252	0,01919	4,83588	14,47	7,235
	21--20	326	0,01919	6,25594		
	21--22	176	0,01919	3,37744		
22	22--21	176	0,01919	3,37744	17,65	8,825
	22--23	389	0,01919	7,46491		
	22--51	355	0,01919	6,81245		
23	23--20	140	0,01919	2,6866	18,42	9,21
	23--22	389	0,01919	7,46491		
	23--24	431	0,01919	8,27089		

Suite de Tableau V.1

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qn l/s
24	24--36	56	0,01919	1,07464	12,26	6,13
	24--27	152	0,01919	2,91688		
	24--23	431	0,01919	8,27089		
25	25--14	327	0,01919	6,27513	19,32	9,66
	25--26	557	0,01919	10,68883		
	25--28	123	0,01919	2,36037		
26	26--25	557	0,01919	10,68883	30,7	15,35
	26--27	453	0,01919	8,69307		
	26--32	589	0,01919	11,30291		
27	27--19	49	0,01919	0,94031	12,55	6,275
	27--24	152	0,01919	2,91688		
	27--26	453	0,01919	8,69307		
28	28--25	123	0,01919	2,36037	16,8	8,4
	28--31	381	0,01919	7,31139		
	28--29	371	0,01919	7,11949		
29	29--28	371	0,01919	7,11949	33,08	16,54
	29--30	819	0,01919	15,71661		
	29--31	534	0,01919	10,24746		
30	30--29	819	0,01919	15,71661	15,71	7,855
31	31--29	534	0,01919	10,24746	20,18	10,09
	31--28	381	0,01919	7,31139		
	31--32	137	0,01919	2,62903		
32	32--77	716	0,01919	13,74004	33,85	16,925
	32--31	71	0,01919	1,36249		
	32--26	589	0,01919	11,30291		
	32--35	388	0,01919	7,44572		
33	33--77	313	0,01919	6,00647	15,31	7,655
	33--34	485	0,01919	9,30715		
34	34--33	485	0,01919	9,30715	20,87	10,435
	34--35	603	0,01919	11,57157		
35	35--34	603	0,01919	11,57157	19,01	9,505
	35--32	388	0,01919	7,44572		
36	36--24	56	0,01919	1,07464	8,15	4,075
	36-43	311	0,01919	5,96809		
	36--37	58	0,01919	1,11302		

Suite de Tableau V.1

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qn l/s
37	37--36	345	0,01919	6,62055	14,39	7,195
	37--64	343	0,01919	6,58217		
	37--38	62	0,01919	1,18978		
38	38--37	91	0,01919	1,74629	6,71	3,355
	38--39	259	0,01919	4,97021		
39	39--38	259	0,01919	4,97021	7,56	3,78
	39--40	135	0,01919	2,59065		
40	40--41	66	0,01919	1,26654	9,06	4,53
	40--39	135	0,01919	2,59065		
	40--42	271	0,01919	5,20049		
41	41--33	146	0,01919	2,80174	8,56	4,28
	41--42	300	0,01919	5,757		
42	42--43	94	0,01919	1,80386	12,76	6,38
	42--40	271	0,01919	5,20049		
	42--41	300	0,01919	5,757		
43	43--36	311	0,01919	5,96809	10,17	5,085
	43--42	94	0,01919	1,80386		
	43--44	125	0,01919	2,39875		
44	44--45	162	0,01919	3,10878	10,09	5,045
	44--43	125	0,01919	2,39875		
	44--47	239	0,01919	4,58641		
45	45--44	51	0,01919	0,97869	6,46	3,23
	45--46	286	0,01919	5,48834		
46	46--47	152	0,01919	2,91688	8,69	4,345
	46--39	71	0,01919	1,36249		
	46--50	230	0,01919	4,4137		
47	47--46	152	0,01919	2,91688	12,95	6,475
	47--44	239	0,01919	4,58641		
	47--48	284	0,01919	5,44996		
48	48--47	284	0,01919	5,44996	9,81	4,905
	48--49	82	0,01919	1,57358		
	48--52	145	0,01919	2,78255		
49	49--48	82	0,01919	1,57358	3,72	1,86
	49--50	112	0,01919	2,14928		
50	50--46	230	0,01919	4,4137	13,05	6,525
	50--49	450	0,01919	8,6355		

Suite de Tableau V.1

nœud	tronçons	Distance	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Qn l/s
51	51--22	355	0,01919	6,81245	8,29	4,145
	51--52	77	0,01919	1,47763		
52	52--48	145	0,01919	2,78255	23,08	11,54
	52--51	77	0,01919	1,47763		
	52--53	981	0,01919	18,82539		
53	53--52	981	0,01919	18,82539	24,29	12,145
	53--54	275	0,01919	5,27725		
	53--60	10	0,01919	0,1919		
54	54--53	275	0,01919	5,27725	18,07	9,035
	54--58	382	0,01919	7,33058		
	54--55	285	0,01919	5,46915		
55	55--57	327	0,01919	6,27513	17,86	8,93
	55--62	154	0,01919	2,95526		
	55--54	450	0,01919	8,6355		
57	57--55	327	0,01919	6,27513	15,39	7,695
	57--61	212	0,01919	4,06828		
	57--58	263	0,01919	5,04697		
58	58--57	263	0,01919	5,04697	19,19	9,595
	58--54	382	0,01919	7,33058		
	58--59	355	0,01919	6,81245		
59	59--58	355	0,01919	6,81245	12,28	6,24
	59--60	285	0,01919	5,46915		
60	60--53	9	0,01919	0,17271	5,64	2,82
	60--59	285	0,01919	5,46915		
61	61--57	212	0,01919	4,06828	4,07	2,035
62	62--55	154	0,01919	2,95526	2,95	1,475
64	64--37	343	0,01919	6,58217	18,82	9,41
	64--67	487	0,01919	9,34553		
	64--65	151	0,01919	2,89769		
65	65--66	378	0,01919	7,25382	10,15	5,075
	65--64	151	0,01919	2,89769		
66	66--65	378	0,01919	7,25382	7,25	3,625
67	67--64	487	0,01919	9,34553	9,34	4,67
68	68--33	313	0,01919	6,00647	20,75	10,375
	68--32	716	0,01919	14,7496		

❖ **Cas de pointe+incendie :**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°61 avec une cote de terrain de 80 m.

V-4- Résultats de la simulation hydraulique de réseau projeté pour l'horizon 2050 :

❖ **Cas de pointe :**

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau V.2

Tableau V.2 : vitesse et perte de charge dans le réseau projeté :

N° de conduite	longueur	de nœud	au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	vitesse (m/s)
C1	499,25	T-1	N1	400	116,58	0,93
C2	310,86	N1	N2	250	38,27	0,78
C3	193,11	N2	N3	200	8,43	0,27
C4	298,75	N3	N4	200	-13,99	0,45
C5	245,93	N2	N5	150	22,66	1,28
C6	131,24	N5	N6	100	9,28	1,18
C7	386,63	N6	N7	100	3,16	0,4
C8	135,73	N7	N8	100	-1,84	0,23
C9	345,98	N8	N5	100	-6,46	0,82
C10	335,3	N1	N9	250	23,52	0,48
C11	366,59	N9	N10	152,4	16,78	0,92
C12	242,46	N4	N11	200	26,73	0,85
C13	155,47	N3	N12	200	16,21	0,52
C14	258,04	N12	N11	200	15,22	0,48
C15	212,42	N12	N13	200	-5	0,16
C16	101,25	N13	N14	200	-8	0,25
C17	247,9	N14	N15	200	25,5	0,81
C18	539,87	N15	N16	200	2,69	0,34
C19	153,25	N11	N17	200	35,68	1,14
C20	291,78	N17	N10	152,4	3,85	0,21
C21	267,95	N16	N17	250	-24,99	0,51
C22	300,72	N16	N18	200	17,05	0,54
C23	198,8	N18	N10	152,4	-12,4	0,68
C24	236,75	N15	N19	200	12,98	0,41
C25	460,18	N19	N20	200	26,62	0,85
C26	326,55	N20	N21	200	116,58	0,93

Suite de Tableau V.2

N° de conduite	longueur	de nœud	au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	vitesse (m/s)
C27	252,04	N21	N18	200	5,42	0,17
C28	175,76	N21	N22	200	-22,25	0,71
C29	388,93	N22	N23	200	20,44	0,65
C30	139,83	N23	N20	200	-12,17	0,39
C31	430,83	N24	N23	200	-12,32	0,39
C32	140,94	N1	N4	250	9,05	0,29
C33	326,98	N14	N25	152,4	47,25	0,96
C34	557,35	N25	N26	200	-39,99	2,19
C35	48,18	N19	N27	200	27,31	0,87
C36	151,7	N27	N24	250	-20,79	0,66
C37	452,83	N26	N27	250	87,73	1,79
C38	123,22	N25	N28	200	114,79	2,34
C39	371,44	N28	N29	152,4	-76,96	2,45
C40	819,2	N29	N30	150	-3,9	0,21
C41	588,71	N32	N26	250	7,86	0,44
C42	484,65	N33	N34	200	102,83	2,09
C43	602,84	N34	N35	200	60,45	1,23
C44	388,06	N35	N32	200	50,02	1,59
C45	55,97	N24	N36	250	40,51	1,29
C46	58,16	N36	N37	200	72,55	1,48
C47	62,44	N37	N38	152,4	42,49	1,35
C48	259,31	N38	N39	152,4	12,52	0,69
C49	135,42	N39	N40	152,4	9,16	0,5
C50	66,22	N40	N41	152,4	5,38	0,3
C51	300,06	N41	N42	152,4	2,41	0,13
C52	93,84	N42	N43	152,4	-1,87	0,1
C53	271	N42	N40	152,4	-9,81	0,54
C54	310,88	N36	N43	200	1,56	0,09
C55	123,54	N43	N44	200	25,98	0,83
C56	161,76	N44	N45	152,4	11,09	0,35
C57	287,37	N45	N46	152,4	4,06	0,52
C58	152,1	N46	N47	150	0,83	0,17
C59	284,1	N47	N48	200	-3,93	0,22
C60	82,48	N48	N49	152,4	-8,43	0,27
C61	112,39	N49	N50	152,4	7,96	0,44
C62	229,59	N50	N46	152,4	6,1	0,33
C63	354,83	N22	N51	200	-0,42	0,08
C64	76,92	N51	N52	200	23,78	0,76
C65	981,72	N52	N53	250	19,63	0,62
C66	274,73	N53	N54	250	-13,2	0,27
C67	285,02	N54	N55	200	24,13	0,49

Suite de Tableau V.2

N° de conduite	longueur	de nœud	au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	vitesse (m/s)
C68	263,04	N57	N58	200	10,67	0,34
C69	354,97	N58	N59	250	-9,46	0,3
C70	284,82	N59	N60	250	-14,63	0,3
C71	9,13	N60	N53	250	-20,87	0,43
C72	212,03	N57	N61	152,4	49,48	1,01
C73	382,04	N54	N58	200	2,04	0,11
C74	153,77	N55	N62	152,4	4,43	0,14
C75	239,1	N44	N47	200	1,48	0,29
C76	145,38	N48	N52	200	1,98	0,39
C77	343,09	N37	N64	200	-21,29	0,68
C78	150,63	N64	N65	200	22,78	0,73
C79	378,11	N65	N66	200	8,7	0,28
C80	487,64	N64	N67	200	3,62	0,12
C81	716,91	N32	N68	250	4,67	0,15
C82	312,92	N68	N33	200	-199,09	2,82
C83	664,59	T-2	N68	400	68,11	1,39
C84	243,91	N28	N31	250	277,57	2,21
C85	136,81	N31	N32	250	-81,46	1,66
C86	547,65	N29	N31	200	-119,85	1,7
C87	327,45	N55	N57	200	-28,29	0,9
C88	284,57	N60	T-3	300	0,27	0,01

Tableau V.2 : résultats de la simulation sur les nœuds :

N° de nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	charge hydraulique (m)	pression (m)
N1	64,03	7,54	104,19	40,1
N2	55,66	7,18	103,57	47,8
N3	49,25	6,2	103,5	54,1
N4	51,3	6,54	103,77	52,4
N5	53,87	6,93	101,3	47,3
N6	51,03	6,12	99,63	48,5
N7	65,37	5	98,96	33,5
N8	58,11	4,62	99,04	40,9
N9	60,75	6,74	103,92	43,1
N10	44	8,23	102,12	58
N11	45,5	6,27	103,03	57,4
N12	47,34	6	103,31	55,9
N13	49,3	3	103,33	53,9
N14	50,29	6,49	103,37	53
N15	50,83	9,82	102,67	51,7
N16	44,4	10,63	101,97	57,5
N17	44,85	6,84	102,22	57,3
N18	44,6	7,21	101,57	56,9
N19	51,23	7,14	102,48	51,1
N20	46	8,88	101,07	55
N21	44,96	7,24	101,01	55,9
N22	47,2	8,83	100,68	53,4
N23	45,6	9,21	100,96	55,3
N24	48,9	6,13	101,14	52,1
N25	60	9,66	111,36	51,3
N26	67,8	15,35	109,57	41,7
N27	52,11	6,28	102,57	50,4
N28	67,4	8,4	114,06	46,6
N29	69,94	16,54	114,18	44,2
N30	68,5	7,86	113,12	44,5
N32	84,66	16,92	117	32,3
N33	91,3	7,65	127,81	36,4
N34	67,12	10,43	125,53	58,3
N35	91,12	9,5	119,59	28,4
N36	52,5	4,07	100,77	48,2
N37	51,9	7,2	100,35	48,4
N38	52,5	3,35	100,17	47,6
N39	54,26	3,78	99,76	45,4
N40	53,47	4,53	99,68	46,1

Suite de Tableau V.2 :

N° de nœud	Elevation (m)	Demande (L/s)	charge hydraulique (m)	pression (m)
N41	54,23	4,28	99,67	45,3
N42	42,4	6,38	99,69	57,2
N43	43,6	5,08	99,86	56,1
N44	44,8	5,05	99,79	54,9
N45	42,1	3,23	99,34	57,1
N46	46,74	4,35	99,22	52,4
N47	47,44	6,48	99,27	51,7
N48	47,5	4,91	99,37	51,8
N49	46,6	1,86	99,27	52,6
N50	47,9	6,52	99,19	51,2
N51	60,2	4,14	99,8	39,5
N52	56,1	11,54	99,67	43,5
N53	49,4	12,15	99,94	50,4
N54	52,95	9,04	99,71	46,7
N55	44,4	8,93	99,55	55
N57	85,08	7,7	99,55	14,4
N58	86,27	9,59	99,67	13,4
N59	72,23	6,24	99,79	27,5
N60	49,02	2,82	99,97	50,9
N61	80	2,04	99,53	19,5
N62	53,4	1,48	99,36	45,9
N64	44,3	9,41	99,56	55,1
N65	43,73	5,07	99,5	55,7
N66	42,81	3,62	99,47	56,6
N67	41,28	4,67	99,5	58,1
N68	109,5	10,37	129,65	20,1
N31	83,32	10,09	116,06	32,7

Remarque :

Après avoir simulé le comportement de réseau projeté, on a constaté qu'en terme de pression nous avons une dépression au niveau de la localité de Mouldiouène, c'est pour cette raison nous avons décidé de projeter un château d'eau au niveau de cette localité à la place de l'ancien réservoir de 200 m³ que nous avons isolé du réseau suite à son inutilité dans l'alimentation des abonnés mais au contraire il sert de consommateurs, et ceci à l'heure de pointe.

Les caractéristiques de réservoir projeté sont :

Cote terrain naturelle : 86m

Cote radier : 100m

Cote trop plein : 104m

❖ Cas de pointe + incendie :

Tableau V.4: résultats de la simulation sur les conduites :

N° de conduite	longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	vitesse (m/s)
C1	499,25	T-1	N1	400	118,31	0,94
C2	310,86	N1	N2	250	38,8	0,79
C3	193,11	N2	N3	200	8,96	0,29
C4	298,75	N3	N4	200	-14,26	0,45
C5	245,93	N2	N5	150	22,66	1,28
C6	131,24	N5	N6	100	9,28	1,18
C7	386,63	N6	N7	100	3,16	0,4
C8	135,73	N7	N8	100	-1,84	0,23
C9	345,98	N8	N5	100	-6,46	0,82
C10	335,3	N1	N9	250	23,86	0,49
C11	366,59	N9	N10	152,4	17,12	0,94
C12	242,46	N4	N11	200	27,32	0,87
C13	155,47	N3	N12	200	17,02	0,54
C14	258,04	N12	N11	200	15,28	0,49
C15	212,42	N12	N13	200	-4,26	0,14
C16	101,25	N13	N14	200	-7,26	0,23
C17	247,9	N14	N15	200	26,25	0,84
C18	539,87	N15	N16	100	2,67	0,34
C19	153,25	N11	N17	200	36,33	1,16
C20	291,78	N17	N10	152,4	3,91	0,21
C21	267,95	N16	N17	250	-25,58	0,52
C22	300,72	N16	N18	200	17,62	0,56
C23	198,8	N18	N10	152,4	-12,8	0,7
C24	236,75	N15	N19	200	13,75	0,44
C25	460,18	N19	N20	200	26,99	0,86
C26	326,55	N20	N21	200	5,49	0,17
C27	252,04	N21	N18	200	-23,22	0,74
C28	175,76	N21	N22	200	21,47	0,68
C29	388,93	N22	N23	200	-12,82	0,41
C30	139,83	N23	N20	200	-12,63	0,4
C31	430,83	N24	N23	200	9,4	0,3
C32	140,94	N1	N4	250	48,11	0,98
C33	326,98	N14	N25	152,4	-40	2,19
C34	557,35	N25	N26	200	27,47	0,87
C35	48,18	N19	N27	200	-20,38	0,65
C36	151,7	N27	N24	250	88,56	1,8
C37	452,83	N26	N27	250	115,22	2,35
C38	123,22	N25	N28	200	-77,12	2,45

Suite de Tableau V.4:

N° de conduite	longueur (m)	De nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	vitesse (m/s)
C39	371,44	N28	N29	152,4	-3,93	0,22
C40	819,2	N29	N30	150	7,86	0,44
C41	588,71	N32	N26	250	103,11	2,1
C42	484,65	N33	N34	250	60,54	1,23
C43	602,84	N34	N35	200	50,11	1,59
C44	388,06	N35	N32	200	40,6	1,29
C45	55,97	N24	N36	250	73,03	1,49
C46	58,16	N36	N37	200	42,61	1,36
C47	62,44	N37	N38	152,4	12,64	0,69
C48	259,31	N38	N39	152,4	9,28	0,51
C49	135,42	N39	N40	152,4	5,5	0,3
C50	66,22	N40	N41	152,4	2,46	0,13
C51	300,06	N41	N42	152,4	-1,82	0,1
C52	93,84	N42	N43	152,4	-9,69	0,53
C53	271	N42	N40	152,4	1,48	0,08
C54	310,88	N36	N43	200	26,35	0,84
C55	123,54	N43	N44	200	11,57	0,37
C56	161,76	N44	N45	100	4,3	0,55
C57	287,37	N45	N46	80	1,07	0,21
C58	152,1	N46	N47	150	-3,77	0,21
C59	284,1	N47	N48	200	-8,01	0,26
C60	82,48	N48	N49	152,4	7,89	0,43
C61	112,39	N49	N50	152,4	6,03	0,33
C62	229,59	N50	N46	80	-0,49	0,1
C63	354,83	N22	N51	200	25,46	0,81
C64	76,92	N51	N52	200	21,32	0,68
C65	981,72	N52	N53	250	-11,03	0,22
C66	274,73	N53	N54	250	33,95	0,69
C67	285,02	N54	N55	200	18,09	0,58
C68	263,04	N57	N58	200	-19,05	0,61
C69	354,97	N58	N59	250	-21,82	0,44
C70	284,82	N59	N60	250	-28,06	0,57
C71	9,13	N60	N53	250	57,13	1,16
C72	212,03	N57	N61	152,4	19,04	1,04
C73	382,04	N54	N58	200	6,82	0,22
C74	153,77	N55	N62	80	1,48	0,29
C75	239,1	N44	N47	80	2,23	0,44
C76	145,38	N48	N52	200	-20,81	0,66
C77	343,09	N37	N64	200	22,78	0,73

Suite de Tableau V.4:

N° de conduite	longueur (m)	De nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C78	150,63	N64	N65	200	8,7	0,28
C79	378,11	N65	N66	200	3,62	0,12
C80	487,64	N64	N67	200	4,67	0,15
C81	716,91	N32	N68	300	-199,43	2,82
C82	312,92	N68	N33	250	68,2	1,39
C83	664,59	T-2	N68	400	278,01	2,21
C84	243,91	N28	N31	250	-81,59	1,66
C85	136,81	N31	N32	300	-120,01	1,7
C86	547,65	N29	N31	200	-28,32	0,9
C87	327,45	N55	N57	200	7,69	0,24
C88	284,57	N60	T-3	300	-88,01	1,25

Les résultats de la simulation sur les nœuds sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.5: résultats de la simulation sur les nœuds :

N° de nœud	élévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique (m)	Pression (m H2O)
N1	64,03	7,54	104,17	40,1
N2	55,66	7,18	103,53	47,8
N3	49,25	6,2	103,45	54,1
N4	51,3	6,54	103,74	52,3
N5	53,87	6,93	101,26	47,3
N6	51,03	6,12	99,59	48,5
N7	65,37	5	98,92	33,5
N8	58,11	4,62	99	40,8
N9	60,75	6,74	103,89	43,1
N10	44	8,23	102,03	57,9
N11	45,5	6,27	102,96	57,3
N12	47,34	6	103,24	55,8
N13	49,3	3	103,26	53,9
N14	50,29	6,49	103,29	52,9
N15	50,83	9,82	102,55	51,6
N16	44,4	10,63	101,87	57,4
N17	44,85	6,84	102,12	57,2
N18	44,6	7,21	101,44	56,7
N19	51,23	7,14	102,34	51
N20	46	8,88	100,89	54,8
N21	44,96	7,24	100,84	55,8
N22	47,2	8,83	100,48	53,2
N23	45,6	9,21	100,78	55,1
N24	48,9	6,13	100,98	52
N25	60	9,66	111,29	51,2
N26	67,8	15,35	109,48	41,6
N27	52,11	6,28	102,43	50,2
N28	67,4	8,4	114	46,5
N29	69,94	16,54	114,12	44,1
N30	68,5	7,86	113,06	44,5
N32	84,66	16,92	116,95	32,2
N33	91,3	7,65	127,79	36,4
N34	67,12	10,43	125,5	58,3
N35	91,12	9,5	119,54	28,4
N36	52,5	4,07	100,6	48
N37	51,9	7,2	100,18	48,2
N38	52,5	3,35	99,99	47,4
N39	54,26	3,78	99,57	45,2
N40	53,47	4,53	99,49	45,9

Suite de Tableau V.5:

N° de nœud	élévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique (m)	Pression (m H2O)
N41	54,23	4,28	99,48	45,2
N42	42,4	6,38	99,5	57
N43	43,6	5,08	99,67	56
N44	44,8	5,05	99,59	54,7
N45	42,1	3,23	99,09	56,9
N46	46,74	4,35	98,89	52
N47	47,44	6,48	98,94	51,4
N48	47,5	4,91	99,04	51,4
N49	46,6	1,86	98,94	52,2
N50	47,9	6,52	98,85	50,9
N51	60,2	4,14	99,48	39,2
N52	56,1	11,54	99,32	43,1
N53	49,4	12,15	99,52	50
N54	52,95	9,04	99,07	46
N55	44,4	8,93	98,65	54,1
N57	85,08	7,7	98,55	13,4
N58	86,27	9,59	98,98	12,7
N59	72,23	6,24	99,23	26,9
N60	49,02	2,82	99,56	50,4
N61	80	19,04	97,23	17,2
N62	53,4	1,48	98,45	45
N64	44,3	9,41	99,39	55
N65	43,73	5,07	99,33	55,5
N66	42,81	3,62	99,3	56,4
N67	41,28	4,67	99,33	57,9
N68	109,5	10,37	129,64	20,1
N31	83,32	10,09	116	32,6

Remarque :

Notre réseau fonctionne dans les bonnes conditions et répond aux besoins de notre agglomération dans le cas de point+ incendie, en terme de pression, avec une pression de 17,2 m au niveau de point le plus défavorable qui est le nœud 61.

Conclusion :

La projection d'un nouveau réseau dans notre agglomération nous a permis de satisfaire le besoin des abonnés jusqu'à l'horizon 2050, du point de vue pression qui est comprise entre 10 à 60 m, et les vitesses qui sont généralement dans la fourchette 0,5 à 1,5 m/s, ces satisfactions vont permettre au réseau d'éviter les problèmes de dépression et surpression, ainsi que les phénomènes d'entartrage et le dépôt dans les conduites.

Introduction :

Le développement, les extensions irrégulières des agglomérations et les caractéristiques des habitations rendent les habitudes de consommation de plus en plus difficile à connaître et perturbent énormément la loi de consommation d'eau en fonction de la longueur des canalisations.

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

VI-1- courbes caractéristiques du nœud :

Un nœud du réseau de distribution d'eau potable est caractérisé par un débit de consommation variable en fonction de la demande et la pression de service qui diminue quand le débit soutiré augmente. Cette diminution est la conséquence de l'influence des pertes de charges engendrées par les débits au niveau du nœud. Il préciser que le degré de variation de la pression au nœud, dans le sens d'une diminution, est fonction de l'éloignement du nœud correspondant par rapport au réservoir et de la configuration en accessoires des réseaux verticaux. Le mode de fonctionnement hydraulique d'une conduite influe énormément sur la variation de la pression.

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

VI-2- La variation de pression au point de branchement :

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

- ✓ **La pression maximale horaire :** est obtenue pour un débit minimum horaire, correspondant à la pression statique ou niveau du trop plein du réservoir.
- ✓ **La pression moyenne horaire :** qui correspond au débit moyen horaire. Cette pression théorique est loin d'être stable à cause des irrégularités de la consommation.
- ✓ **La pression minimale horaire :** qui correspond au débit maximum horaire.

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

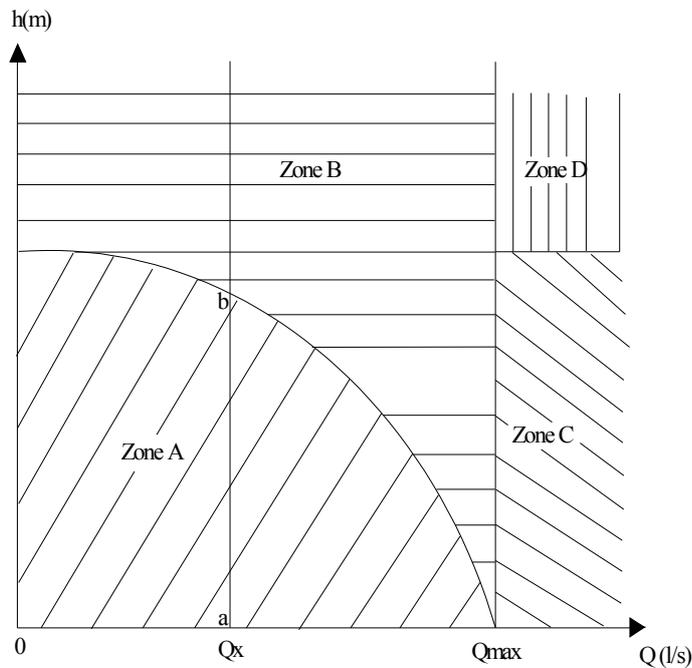


Figure VI-1 : courbe caractéristique d'un nœud

VI-3- Corrélation courbe caractéristique-installation :

Une installation, à usage hydraulique, est raccordée à un réseau fonctionne dans une fourchette de couples débits – pressions. La compatibilité de la pression au nœud à celle de l'installation limite tous désagréments. Sur la courbe caractéristique, on délimite 4 zones **A**, **B**, **C**, **D** qui seront étudiées ci après :

VI-3-1- le débit d'installation Q_x ($0 < Q_x < Q_{max}$) :

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

(Q_x ; H_x) en zone A :

Les caractéristiques du réseau conviennent à l'installation à la seule condition que l'écart entre la pression du réseau et la pression, l'installation soit tolérable sinon la réduire en utilisant la technique la plus favorable à l'installation.

(Q_x ; H_x) en zone B :

Les caractéristiques du réseau sont insuffisantes. La pression H_x de l'installation se trouve au dessus de la courbe caractéristique du réseau. Dans ce cas, il faut augmenter la pression du réseau de Δh afin de la ramener à la pression de l'installation

(Q_x ; H_x) :

Sur la courbe caractéristique ; les caractéristiques du réseau coïncident exactement avec celles de l'installation. C'est l'idéal.

VI-3-2- Le débit d'installation Q_x ($Q_x > Q_{max}$) :

Deux cas auxquels l'ingénieur devra trouver de solutions.

VI-3-2-1- (Q_x ; H_x) en zone C :

Les caractéristiques du réseau sont insuffisantes. La seule solution possible est de stocker l'eau aux heures creuses pour en disposer e heures de pointes. Plusieurs solutions s'offrent à l'ingénieur :

a- Stocker dans des réservoirs surélevés ;

b- Stocker dans des réservoirs hydropneumatiques ;

c- Stocker dans des réservoirs bas sans pression aux heures creuses et créer Q_x ; H_x aux heures de pointe.

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

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

VI-3-2-2-(Q_x ; H_x) en zone D :

La seule solution est de stocker dans des réservoirs bas sans pression aux heures creuses et créer Q_x et H_x aux heures de pointes.

Les tableaux suivants montre la relation entre le couple débit-pression.

Tableau VI-1 : Zone de variation du débit Q_x appelé :

H_x	Q_x	$0 < Q_x < Q_{max}$	$0 < Q_x < Q_{max}$
	Position	A	B
		(1)	(2)
$H_{reseau} > H_x$ avec excès		1	0
$H_{reseau} < H_x$ sans excès		(3) 0	(4) 0
$H_{reseau} = H_x$		(5) 1 ; 0	(6) 0
$H_{reseau} < H_x$		(7) 1	(8) 1

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

Hx	Qx	Qx>Qmax	Qx> Qmax
	Position	C	D
H reseau > Hx		1	0
H reseau < Hx		0	1

VI-4- Analyse de l'étude :

Pour $Q_x > Q_{max}$: la seule solution possible est de stocker pendant les heures creuses avec un débit $Q_c < Q_x$ pour créer Q_x ; Hx .A défaut de cette solution, il faut rechercher une source d'eau suffisante répondant aux conditions de l'installation. (Tableau N°29)

Le tableau N°28 nous dicte la conduite à tenir suivant :

- a- soit case 5, 6 ou $H_{reseau} = H_x$ (idéal).
- b- soit case 3, 4 ou $H_{reseau} < H_x$ sans excès.
- c- soit case 1 vers 3 ou 9 (réduction de pression).
- d- soit case 8 vers 6 ou 4 (augmentation de pression).

VI-5- Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons développé une analyse d'une étude de le courbe caractéristique des nœuds en vue de doter les responsables gestionnaires des réseaux d'eau potable d'une méthodologie de travail leur permettant de mieux gérer en étudiant cas par cas tous les piquages des gros consommateurs. En fonction de la demande en eau (débit) et en compatibilité de fonctionnement de l'installation.

Généralités :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

Les étapes des différents travaux sur un chantier de réalisation pour un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose de conduite : elle comprend les différentes étapes de pose, d'essai hydraulique et de remblayage.

VII-1-Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

VII-1-1-Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII-1-2- Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certains nombres de points, toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée.

VII-2- Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver varie entre 0,8 à 1,2 m pour les raisons suivantes :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri des efforts extérieurs.

La longueur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

La section transversale de la tranchée dépend de :

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

a- La profondeur (Htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$Htr = D+h_1+h$$

H tr : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : distance entre la génératrice supérieur de la conduite et la surface du sol.

On prend : h=1 m.

h₁ épaisseur du lit de pose h₁ = 10 cm.

D'où : Htr = 1,1 + D (m)

b- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite, pour qu'un homme puisse travailler.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

c- Choix du coefficient du talus :

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

Tableau VII-1 : choix du coefficient du talus

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

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

VII-3-Pose de conduite :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre.

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subi un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.). Les conduites seront par la suite posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif au cours de la pose on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement on utilise des nivelleter.

A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite.

VII-3-1- Remplissage :

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

On veille à l'ouverture des robinets-vannes placés à la base de ces appareils.

On utilise des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau.

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

VII-3-2-Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII-3-3-Remblaiement de la tranchée :

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

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

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

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

VII-4- Franchissement des points spéciaux :

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

On citera :

- Traversées de route
- Traversée de rivière

VII-4-1-Traversée de route :

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

VII-4-2-Traversée de rivière :

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

- Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction ;

- Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau), et pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la Conduite.

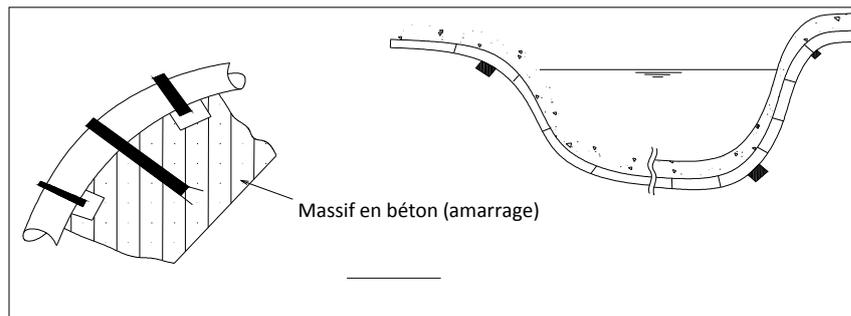


Figure VII-1: Traverse de la rivière.

VII-5- les engins de terrassements :

VII-5-1-Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement, alors le choix de l'engin (pelle hydraulique équipée en rétro où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

a- Pelle équipée en rétro :

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

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.



Figure VII-2 : pelle hydraulique équipée en retro

b-Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.2:calcul du volume total à excaver

D (mm)	L (m)	b=D+0,6 (m)	H _{tr} (m)	S _{tr} (m ²)	V _i =S*L (m ³)
80	910	0,68	1,18	0,8024	730,184
100	1701	0,7	1,2	0,84	1428,84
150	4368	0,75	1,25	0,9375	4095
200	10812	0,8	1,3	1,04	11244,48
250	5251	0,85	1,35	1,1475	6025,5225
300	1138	0,9	1,4	1,26	1433,88
400	1164	1	1,5	1,5	1746
					Vtotal=26704

A partir de volume total excavé, on peut avoir une idée pour la détermination de la capacité (en m³) de godet de la pelle hydraulique à utiliser.

Tableau VII.3: capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³, on choisit une pelle de capacité du godet 0.6 m³.

VII-5-2-Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \text{ (m}^3\text{/h)}.$$

Avec :

q : capacité du godet 0,6 m³.

Kr : coefficient de remplissage du godet Kr = 0,8-0,9 on prend Kr = 0,8

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur. : Kt = 0,7- 0,9 on prends Kt = 0,8.

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.

Tc : la durée d'un cycle de remplissage du godet Tc = (15-30) s , on prend

Tc = 20 s.

$$R_p = \frac{3600 \times 0,6 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 58 \text{ m}^3\text{/h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 461 \text{ m}^3/\text{h}$.

VII-5-3-La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin, le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ (Heure)}$$

V : volume du sol excavé (m^3).

$$T = \frac{15188}{461} = 33 \text{ jour}$$

- Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau VII.4 : choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

capacité du godet de la pelle (m^3)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Km)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle hydraulique égale à $0,6 \text{ m}^3$ nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes:

- Puissance $P_b = 60 \text{ KW}$.
- Largeur de la lame $L = 2-3 \text{ m}$.
- Hauteur de la lame $1-1,5 \text{ m}$.



Figure VII-3 : un dozer

VII-6-Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

La conduite doit être reposée sur toute sa longueur pour qu'elle évite les cassures , et les insertions des joints , donc, on doit poser la conduite sur un lit de sable d'une épaisseur de 10 cm .

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

Tableau VII.5 : volume totale de lit du sable

D (mm)	L (m)	b=D+0,6 (m)	S=0,1×b (m ²)	Vi=S×L (m ³)
80	910	0,68	0,068	61,88
100	1701	0,7	0,07	119,07
150	4368	0,75	0,075	327,6
200	10812	0,8	0,08	864,96
250	5251	0,85	0,085	446,335
300	1138	0,9	0,09	102,42
400	1164	1	0,1	116,4
				Vtotal=2038,66

VII-7- Équipement du réseau de distribution :

VII-7-1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 80mm et 400 mm.

VII-7-2- Appareils et accessoires du réseau :

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

A- Robinets vannes :

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

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

B- Bouches ou poteau d'incendie :

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

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

C- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

D- Ventouses :

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

E- Robinets de vidange :

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

F- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

G- pièces spéciales de raccord :

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

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

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

VII-8- coups estimatifs et quantitatifs de projet :

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

Les travaux et leurs coups, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : devis estimatif et quantitatif

	désignation des travaux	unité	quantité	prix unitaire DA	Montant DA
terrassements	déblais en terrain limoneux argileux	m3	30678,27	200	6135654
	lit de sable 10 cm	m3	1954,385	1000	1954385
	volume excédentaire	m3	7937,31	300	2381193
	remblaiement de la tranche	m3	22740,97	100	2274097
Fourniture, transport et pose des conduites	PEHD Ø80 mm	ml	910	140	127400
	PEHD Ø100 mm	ml	1710	510	872100
	PEHD Ø150 mm	ml	4368	1150	5023200
	PEHD Ø200 mm	ml	10812	1900	20542800
	PEHD Ø250 mm	ml	4251	2950	12540450
	PEHD Ø300 mm	ml	1139	4600	5239400
accessoires	PEHD Ø400 mm	ml	1164	6200	7216800
	robinet vanne	unité	83	15000	1245000
	clapet anti-retour	unité	3	12000	36000
	ventouses	unité	5	8000	40000
ouvrages	regard de vanne	unité	68	20000	1360000
	château d'eau de 1000 m3	unité	1	30 000 000	40000000
				somme (DA)	96988479
				T.V.A 17%	16488041,4
				totale DA	113476520

NB : les prix unitaires sont fournis par la DHW de Tizi-Ouzou.

Conclusion :

La maîtrise de l'organisation de chantier et les techniques de pose de canalisation s'avèrent importantes pour un meilleur rendement de point de vue technique et économique.

Introduction :

La corrosion est un phénomène universellement connu : le fer et l'acier rouillent, le cuivre verdit, le zinc blanchit, ces formes diverses d'oxydation dégradent le métal qui ne remplit plus correctement ses fonctions. Il faut donc penser à la protection des conduites contre la corrosion, en étudiant ses impacts et les moyens qui nous permettent de limiter au maximum ses effets dégradants.

VIII-1-phénomène de la corrosion:

La corrosion désigne l'altération d'un matériau par réaction chimique avec un oxydant (le dioxygène et le cation H^+ en majorité). Il faut en exclure les effets purement mécaniques (cela ne concerne pas, par exemple, la rupture sous l'effet de chocs) mais la corrosion intervient dans certaines formes d'usure des surfaces, dont les causes sont à la fois physicochimiques et mécaniques.

Les exemples les plus connus sont les altérations chimiques des métaux dans l'eau, telles la rouille du fer et de l'acier ou la formation de vert-de-gris sur le cuivre et ses alliages (bronze, laiton). Cependant, la corrosion est un domaine bien plus vaste qui touche toutes sortes de matériaux (métaux, céramique, polymères) dans des environnements variables (milieu aqueux, atmosphérique, hautes température).

L'étude fondamentale des phénomènes de corrosion relève essentiellement de l'électrochimie. L'étude appliquée des phénomènes de corrosion est un domaine de la science des matériaux, qui comporte à la fois des notions de chimie et de physique (physico-chimie).

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est-à-dire par perte d'électrons, le métal devient alors ion positif, qui rentre en solution et va se combiner avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution.

La réaction d'oxydation du fer peut être schématisée de la manière suivante :



Et peut se poursuivre sous la forme :



La corrosion est un problème industriel important : le coût de la corrosion, qui recouvre l'ensemble des moyens de lutte contre la corrosion, le remplacement des pièces ou ouvrages corrodés et les conséquences directes et indirectes des accidents dus à la corrosion, est estimé à 2% du produit brut mondial. Chaque seconde, ce sont quelques 5 tonnes d'acier qui sont ainsi transformées en oxydes de fer...etc.

VIII-2- Classification de la corrosion :

Les phénomènes de corrosion sont généralement classés en différents types:

VIII-2-1: corrosion uniforme :

On dit uniforme quand l'attaque se fait de façon régulière et homogène sur la surface. Cette corrosion se développe sur toute la surface du métal et a une vitesse presque identique en tous points ; le métal corrodé peut soit passé en solution, soit resté au voisinage de la surface sous forme de divers produits de corrosion, la résistance mécanique décroît proportionnellement à la diminution d'épaisseur (perte de poids), voir la figure suivante :

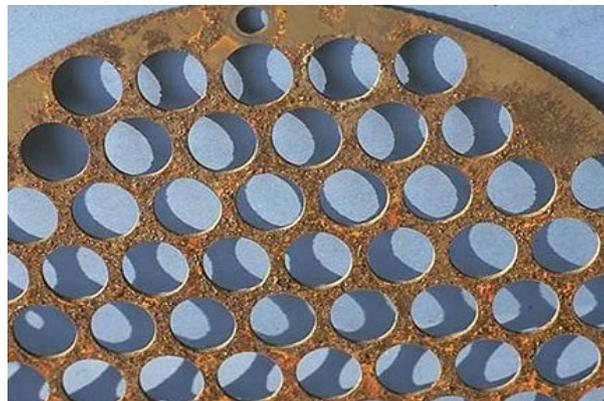


Figure VIII-1: Corrosion uniforme d'une pièce en acier

VIII-2-2: corrosion localisée :

Prend différents noms suivant la taille: corrosion par plaques (assez large), par piqûre (ponctuelle) telle que la piqûration des aciers inoxydables. La dégradation du matériau par la corrosion ponctuelle est très sévère car la densité de courant est forte. Cette forme de corrosion est particulièrement insidieuse. L'attaque se limite à des piqûres, très localisées et pouvant progresser très rapidement en profondeur, alors que le reste de la surface reste indemne. L'installation peut être perforée en quelques jours sans qu'une perte de poids appréciable de la structure apparaisse. Voir la figure suivante :

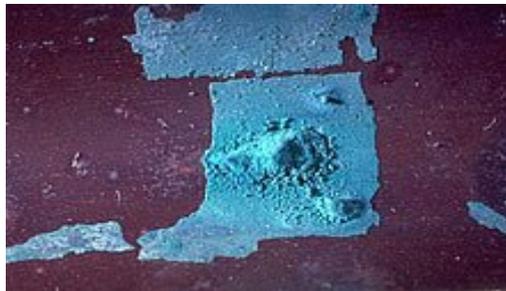


Figure VIII-2 : Corrosion par piqûres du cuivre dans l'eau froid

VIII-2-3: Corrosion inter granulaire :

C'est la corrosion inter granulaire qui se fait aux joints des grains. Les impuretés d'un métal se mettent aux joints (ségrégation) ce qui donne naissance d'une hétérogénéité qui peut être à l'origine d'une corrosion qui ne se voit pas et qui peut provoquer la décohésion. Ce type de corrosion peut être dû soit à la présence d'impuretés dans le joint, soit à l'enrichissement (ou l'appauvrissement) local en l'un des constituants.

Par exemple, de petites quantités de fer dans l'aluminium (métal dans lequel la solubilité du fer est faible), vont ségréger au niveau des joints de grains et peuvent provoquer la corrosion inter granulaire (La corrosion feuilletant des alliages d'aluminium laminés se développe dans la plupart des cas de façon inter granulaire).

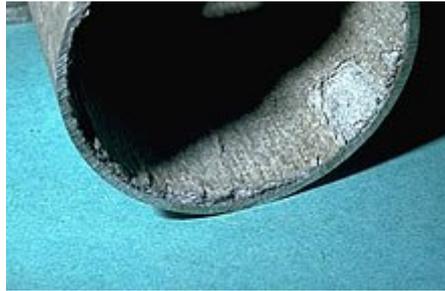


Figure VIII-3 : Corrosion d'une canalisation en alliage d'aluminium véhiculant de l'eau

VIII-2-4-La Corrosion électrochimique :

La corrosion électrochimique se produit lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'entoure (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formation de piles qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit.

- **Principe de la corrosion électrochimique :**

La corrosion d'un métal comme le fer est la résultante d'un processus qui peut être schématisé par l'équation suivante :



Cette équation signifie simplement que les atomes du métal (Fe) sous l'action d'un processus de corrosion se transforment en ions positifs (Fe^{2+}) qui quittent le métal pour passer dans le milieu. Il y a changement d'état de la matière lié à la **réaction de dissolution du métal**. Ce changement d'état s'accompagne de la libération d'électrons (2e^- dans le cas du fer).

La conservation de la neutralité du milieu impose que les électrons émis par la réaction de dissolution (1) soient consommés dans une deuxième réaction qui peut être par exemple :



Les deux dernières réactions (2 et 2') sont liées à la nature du milieu avec lequel le matériau est en contact (électrolyte). Cette réaction s'agit de la décomposition du milieu.

Lors d'un processus de corrosion, la surface du matériau est donc nécessairement le siège de deux réactions :

- Réaction de dissolution ou d'oxydation (réaction anodique),
- La réaction de décomposition du milieu : « réduction » (réaction

Cathodique).

Le processus de corrosion, superposition des réactions anodiques et cathodiques, s'accompagne de la circulation d'un courant électrique (circulation d'électrons dans le métal et d'ions dans l'électrolyte) entre les deux zones de l'interface.

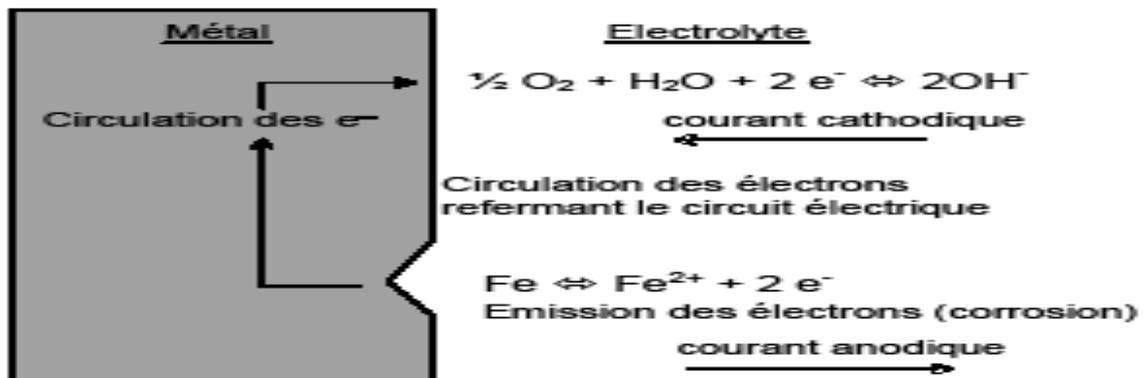


Figure VIII-4 : Corrosion métallique du fer dans une eau neutre aérée.

Les électrons libérés par l'anode (libération d'un ion Fe^{2+} en solution) sont consommés par le processus cathodique. Pour ce faire, les électrons circulent dans le métal de l'anode vers la cathode dont le potentiel électrique est supérieur à celui de l'anode.

- ❖ Pour qu'un processus de corrosion se déclenche, il faut donc :
 - Une surface métallique comportant des zones anodiques et des zones cathodiques, donc des hétérogénéités de potentiel
 - un électrolyte assurant le transport des ions afin de refermer le circuit un électrolyte assurant le transport des ions afin de refermer le circuit électrique pour permettre la circulation des électrons. L'électrolyte est assuré par le milieu (sol immergé, eau ...).

VIII-3- Les moyens de protection contre la corrosion :

La corrosion est donc un phénomène qui dépend du matériau utilisé, de la conception de la pièce (forme, traitement, assemblage) et de l'environnement. Le processus de corrosion peut également être ralenti en agissant sur la réaction chimique en elle-même.

Pour cela, Il existe plusieurs procédés:

VIII-3-1- Les revêtements protecteurs:

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtement, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit de matières plastiques où des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

Il existe deux sortes de revêtement :

a) Revêtements à protection passive :

Ce revêtement à pour effet de soustraire le support à l'action du milieu environnant, il s'agit d'une barrière d'épaisseur variable neutre vis-à-vis du milieu extérieur et du support selon ses qualités propres (nature, épaisseur, étanchéité ...etc.).

b) Revêtements à protection actives :

Dans ce cas le mécanisme de protection place le support dans un domaine de non corrodabilité, soit par le revêtement lui même (revêtement galvanique, cimentation) soit par un système de protection complémentaire (protection cathodique).

Les principaux revêtements actifs sont :

Revêtements minéraux : Ils sont essentiellement constitués de mortier de ciment, cette protection empêche tout attaque du métal par l'eau .

Revêtements métalliques : Ils sont assurés par des métaux non ferreux en raison de leur caractéristiques électrochimiques, leur potentiel étant plus électronégatif que celui du métal à protéger , dans la pratique , on utilise : le zinc ou l'aluminium.

VIII-3-2-Traitement du milieu :

On traite le milieu corrodant (l'eau en particulier) pour diminuer ses caractères de corrosivités, ces traitements peuvent parfois conduire à substituer à un type de corrosion grave, un autre moins grave (corrosion par piquûre devenant corrosion uniforme) ou à obtenir le ralentissement de la corrosion.

Le traitement du milieu corrodant peut être aussi destiné à provoquer l'apparition des dépôts protecteurs adhérents et continus, ce qui ramène ainsi au cas précédant (dépôt calco-ferrique obtenu à partir des eaux naturelles).

VIII-3-3- Protection cathodique :

La protection Cathodique est la technique la plus répandue dans le contrôle électrochimique de la corrosion. Cette technique sert à applique un courant direct sur la structure ce qui change le potentiel de corrosion neutre (E_{corr}) en un potentiel protecteur dans la région immunisée.

Le courant de protection cathodique requis est fourni par des anodes sacrificielles ou par un système à courant imposé. La plupart des métaux en contact avec un environnement aqueux dont le pH est pratiquement neutre peuvent être protégés cathodiquement.

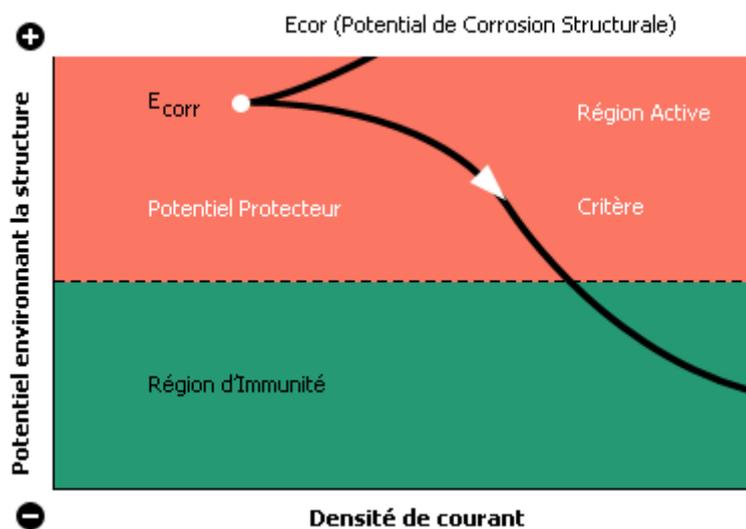


Figure VIII-5 : Courbe typique de polarisation cathodique de l'acier.

VIII-3-3-1- protection cathodique par anode réactive (anode sacrificielle) :

Elle consiste à relier de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, de manière à former des piles où la conduite formera le rôle de la cathode. Les anodes réactives sont de 15 à 30Kg que l'on enfouit dans le sol à 3m de la conduite. Elles sont disposées dans les terrains agressifs. Pour vérifier le potentiel, on dispose de borne de contrôle.

Le nombre d'anode à prévoir est :

$$n = S \cdot i / I$$

Avec :

S : surface de la canalisation à protéger (m²)

i : densité du courant de protection.

I : densité du courant de l'anode (m.A) = 250mA

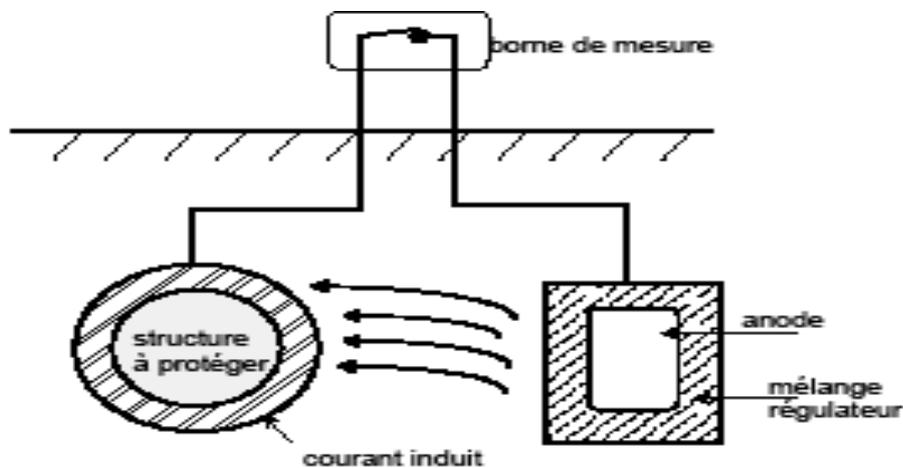


Figure VIII-6 : principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles

La protection par anodes sacrificielles n'a pas une durée indéfinie. Elle s'arrête avec la disparition du matériau sacrificiel ou par blocage électrochimique. L'évaluation de sa durée de vie est estimée par calcul du dimensionnement des anodes et par retour d'expérience, généralement une quinzaine d'années.

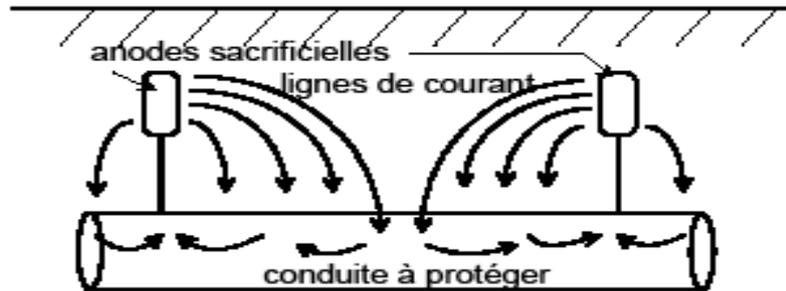


Figure VIII-7: répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.

VIII-3-3-2- protection cathodique par soutirage du courant (courant imposé):

Elle consiste à partir d'une source de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive est reliée à une prise de terre formée de vieux rails enfouis dans un milieu humide distant de 100m de la conduite. Les vieux rails se dissolvent anodiquement quand le courant quitte la prise de terre afin de rejoindre le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite. En présence de courants vagabonds cette méthode protège bien les conduites.

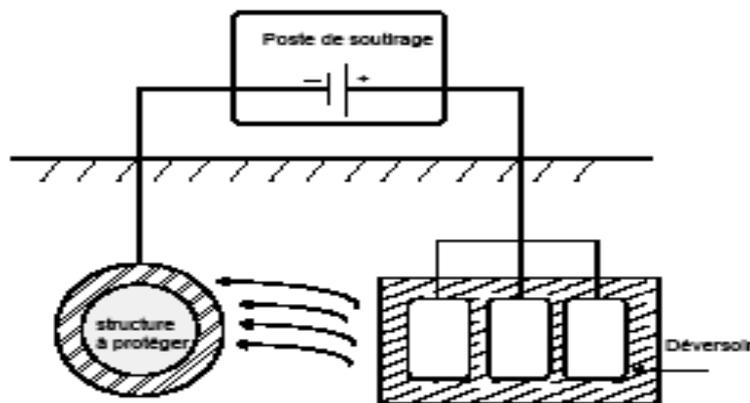


Figure VIII-8: principes de la protection cathodique à courant imposé.

Conclusion :

La protection contre la corrosion s'avère importante, pour assurer un bon fonctionnement aux différentes installations mise en place et avoir une meilleure durée de vie de ces dernières.

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers, production et surtout humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

Dans ce contexte, un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits (sécurité) sont mis à la disposition des chantiers.

Ces règlements sont indispensablement à appliquées. Car ils contribueront à éviter au maximum les accidents et dégagement enfin la responsabilité des dirigeant du chantier.

Le domaine hydraulique, couvre un large éventail d'activité qui est différent par leur nature et leur importance tout en présentant des caractéristiques communes.

- travaux d'excavation et de terrassement.
- Creusement de puits.
- Construction en bois, briques, pierres, béton ou en éléments préfabriqués.

Ce qui distingue ces différentes activités des autres branches de l'industrie ce sont :

- L'instabilité des lieux de travail et la variation des durées des chantiers.
- Les modifications intervenant au fur à mesure de l'avancement des travaux.
- L'utilisation d'une importante main-d'œuvre sans qualification.

IX-1- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

IX-1-1- Facteurs humains :

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

IX-1-2- Facteurs matériels :

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de

terrassament, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

IX-1-3- Liste des conditions dangereuses :

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

IX-1-4- Liste des actions dangereuses :

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

IX-2-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

IX-2-1- Protection individuelle :

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

IX-2-2- Autres protections :

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

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

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

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

IX-2-3- Protection collective :

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

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

IX-2-4- Engin de levage :

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

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

IX-2-5- Appareillage électrique :

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

Conclusion :

En dépit de ce qu'on vient de citer dans ce chapitre, on attendait à une fréquence des accidents de travaux amoindrie, si les consignes et les dispositifs vont être pris au sérieux.

Introduction :

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable est une fonction primordiale pour assurer un meilleur rendement des installations, ainsi que augmenter la durée de vie des ouvrages et accessoires composant le système.

X-1-Outil de gestion des réseaux d'AEP :

C'est presque une évidence de dire que, pour bien gérer un système d'alimentation en eau potable, il convient de bien le connaître. Cette évidence, loin d'être toujours respectée en matière de réseau, est cependant un critère impératif pour l'approche du renouvellement.

Cette connaissance doit être basée sur les trois points suivants :

X-1-1 -Connaissance de l'existant :

Il est indispensable de bien connaître la position et le linéaire des différentes conduites du réseau, leurs matériaux, leurs diamètres et leurs âges, de même que la localisation et le type des différents appareils (mesures, protection du réseau, etc.). Cette connaissance doit être transposée sur des plans de réseau mis à jour régulièrement. Les plans sont habituellement de deux types :

1. Des plans généraux à échelle relativement petite entre 1/2000 et 1/1000 qui permettent d'avoir l'ensemble du réseau et facilitent la compréhension de son fonctionnement, notamment lorsqu'il faut isoler un secteur.

C'est l'outil de base du fontainier (employé responsable de la production et de la distribution d'eau potable). De nombreux services possèdent ce type de plans, mais tous ne sont pas remis systématiquement à jour. Trop souvent, chaque agent reporte les modifications, dont il a connaissance, sur son propre plan sans faire remonter cette information.

L'utilisation des « Systèmes d'Information Géographiques » (SIG), lorsqu'ils sont adaptés aux besoins des utilisateurs, facilitent cette tâche. Sur ces plans doivent figurer :

- Tous les équipements et appareils liés au fonctionnement du réseau (réservoirs, vannes des sectionnements, appareils de régulation,...) ;
- Le diamètre et le matériau des conduites ;
- Quelques côtes altimétriques du terrain ;

2. Des plans précis à grande échelle (au 1/200, 1/500), définis par rue, sur lesquels figureront :

- L'emplacement des branchements et la triangulation des robinets de prise en charge ;
- Le positionnement exact du réseau (en 3D) et de ces appareils annoncés (appelés à vidanges et ventouses) ;
- La position des réseaux voisins ;
- Le matériau, le diamètre et l'âge de la conduite et des branchements.

Les éléments indiqués ci-dessus ne sont pas exhaustifs. L'utilisation de l'informatique permet aujourd'hui de prendre en compte de nombreux paramètres supplémentaires et d'utiliser facilement les sémiologies (forme et couleur) numériques.

X-1-2- Informations relatives au fonctionnement du réseau :

Il s'agit là d'un aspect de la connaissance moins habituel que le précédent mais certainement, tout aussi important et complémentaire.

Dès qu'il atteint une certaine importance, soit 100.000 m³ mis en distribution par an, par exemple, le réseau doit être organisé en secteur de distribution et il est impératif de bien connaître les différentes catégories de volumes pour l'ensemble du réseau et pour chacun des secteurs, notamment :

- Le volume mis en distribution annuellement ;
- Les volumes comptabilisés pendant la même période ;
- Les divers volumes non comptabilisés (les pertes d'eau, le volume consommé pour les incendies ...)
- Les paramètres hydrauliques de chaque tronçon.

A partir de ces différentes catégories de données et des caractéristiques du réseau, seront calculés les rendements et indices habituels, comme les rendements primaires (Rp) et nets (Rn), les indices linéaires de pertes en distribution ou en réparation (ILP),

Avec :

$R_p = \text{volume comptabilisé (Vc)} / \text{volume distribue (Vd)}$

$R_n = \text{Vc} + \text{Volume autorisé non compté (Vancp)} / \text{Vd}$

$ILP = \text{Vd} - \text{Vc} / \text{Longueur totale du réseau}$

Il peut également être intéressant d'avoir une idée des principales lignes piézométriques à différentes périodes, de connaître l'évolution des caractéristiques de l'eau, de même que de réaliser périodiquement des analyses de débit sur les compteurs des différents secteurs de distribution.

X-1-3- Entretien du réseau :

Quelles qu'aient pue être les précautions apportées à l'exécution des chantiers et dans la gestion de la distribution, des ruptures et des fuites peuvent se produire. Ces phénomènes sont symptomatiques du vieillissement du réseau. C'est alors que nous déclenchons l'opération classique d'entretien curatif. Celle-ci nécessite d'abord une localisation de la fuite. Nous fouillons dans la zone où l'eau vient en surface, puis nous effectuons la réparation avec les

moyens techniques disponibles (montage de joints lorsque cela est possible, mise en place de colliers de réparations des joints, pose de manchons...). Une attention particulière doit être portée sur les risques de pollution au cours de ces opérations de réparation. Lors des fuites sur les vannes, les ventouses et les décharges, nous procédons le plus souvent au remplacement systématique de l'appareil en cause.

D'autres actions peuvent également être entreprises. Elles résultent alors d'une attitude volontariste dans le domaine de la qualité de l'eau et dans le maintien des capacités hydrauliques du réseau. L'entretien préventif conduit à la lutte contre le vieillissement du réseau par des opérations de remplacement, ou par des opérations de réhabilitation des ouvrages.

Les procédures de réhabilitation sont destinées à remettre en état une conduite dont certaines caractéristiques se sont dégradées mais dont la qualité permet d'en continuer l'exploitation.

Le remplacement représente une pose d'une conduite nouvelle destinée à être substituée à un ouvrage ancien à abandonner.

Les procédés de réhabilitation ou de renouvellement sont très développés. La présence d'un organe de régulation nécessite la justification des travaux et des dépenses de renouvellement.

Pour comprendre l'évolution de l'état d'un réseau, il faut pouvoir en analyser les faits marquants, notamment les réparations.

Afin de pouvoir effectuer cette analyse, il est impératif de recueillir sur le terrain les nombreuses indications disponibles lors d'une intervention et créer une fiche des interventions qui reprendra entre autre :

- Les caractéristiques des conduites ;
- Leur état général ;
- Les caractéristiques du remblai existant et de l'environnement de la conduite ;
- Tous les éléments liés à l'intervention (durée, pièces utilisées ...).

Parallèlement, le fichier des appareils permettra de suivre le fonctionnement et l'entretien de ceux-ci.

Ces informations permettent de mettre à jour les différents plans présentés, le repérage des interventions sur ces mêmes plans conduit à identifier les secteurs à forte fréquence d'incidents. Par une exploitation statistique de ces fichiers et des informations reportées sur les plans, des fiches des conduites peuvent faciliter le traitement de ces informations. Il deviendra alors possible d'effectuer des prévisions sur les risques de défaillances (désordres) pour chaque secteur.

Bien que la liste de ces ouvrages, évoqués ci-dessus, ne soit pas exhaustive, elle précise les points qui semblent indispensables pour une bonne approche du renouvellement. Il s'agit de conditions nécessaires mais certainement pas suffisantes, car un autre facteur déterminant entre en ligne de compte: l'expérience des exploitants eux-mêmes, les distributeurs d'eau en général et plus précisément les gestionnaires de réseau.

X-2- Données relatives au réseau :

La nature et l'origine des données sont différentes selon les services concernés par le réseau. Globalement, l'information relative au réseau conduira à la liste suivante :

- Secteur, nom de la rue et éventuellement le numéro du bâtiment ;
- Le diamètre des tronçons ;
- La longueur des tronçons ;
- Equipements de réseaux (vannes, organes de régulation, ventouses, etc. ...) ;
- La date de pose ;
- Emplacement de la conduite par rapport à la chaussée (ce facteur caractérise le fait que la conduite se trouve sous la chaussée ou le trottoir) ;
- Emplacement par rapport aux autres réseaux (assainissement, rejets divers, ...) ;
- Conditions de pose et protection (ces données concernent la profondeur de la canalisation et son lit de pose) ;
- Le matériau de canalisation ;
- Ouvrages annexes (éléments des réservoirs, les stations de pompage ou de traitement d'eau dont les caractéristiques interviennent dans les calculs des réseaux) ;
- Dernière intervention (caractéristiques : opérations de recherches de fuites, travaux de nettoyages effectués, ...) ;
- Points des livraisons particuliers :
 - poteaux et bouches d'incendie ;
 - abonnés spéciaux (hôpitaux, installations de lutte contre l'incendie, etc. ...) ;
- Pressions (charge hydraulique) :
 - la charge maximale autorisée ;
 - la charge prévue de service (valeur théorique) ;
 - la charge de sécurité ;
- Débits ;
- Nombre d'abonnés par unité de longueur ;
- Des données de consommation moyenne observée ou relevée sur les compteurs ou sur des points d'observation ;

- Date de dernier abonné ;
- Nature de l'eau ;
- Les analyses contenant notamment le taux d'oxygène dissous, le *pH* et la conductivité de l'eau ;
- Informations de diverses origines correspondant à une anomalie de fonctionnement des installations :
 - _ Insuffisance ou excès de pression ;
 - _ Qualité de l'eau ;
 - _ Débit insuffisant, ou trop élevé ;
 - _ Vitesse hors limites.
- Date de passage à un nouveau matériau ou de remplacement ou de réhabilitation. Cette date peut être importante car elle permettra de comparer les différents matériaux :
 - joint expresse, revêtement intérieur, revêtement extérieur ...etc.
- La longueur remplacée ;
- Le sol et sa corrosivité ;
- Trafic automobile.

X-3- Les données concernant les défaillances et les interventions :

La réparation des défaillances est l'occasion de renseigner certaines variables de détérioration (profondeur de pose, nature de sol, humidité du sol) ainsi que l'état de corrosion de la conduite.

Apparemment, il n'existe aucune norme concernant la description des différents travaux d'entretien ou de réparation. C'est pourquoi, il est parfois impossible de distinguer une réparation effectuée sur un tuyau ou sur un branchement ou de discerner la canalisation affectée, lorsque deux conduites existent sur une même rue, le diamètre n'étant pas toujours indiqué.

En résumé, les fiches et les formulaires associés aux défaillances et aux observations des dysfonctionnements fournissent les renseignements suivants :

- La rue et le secteur où a eu lieu la défaillance (et éventuellement le numéro de rue ou l'emplacement de la défaillance) ;
- La date et l'heure de la défaillance ;
- Le diamètre ;
- Le type de réparation ;
- Le temps d'intervention et le personnel ;
- Les outils, pièces et matériaux utilisés, la cause de la défaillance ;

- Le coût de la réparation ou du remplacement.

X-4 Sécurité de l'alimentation en eau potable :

Assurer la continuité et la fiabilité de la distribution d'eau potable aux populations, c'est la préoccupation que relèvent au quotidien les distributeurs d'eau. Les réseaux modernes sont en général redondants, souvent interconnectés et permettent de limiter la portée des incendies, si bien que les défaillances passent généralement inaperçues pour le consommateur.

Mais lorsque survient l'accident grave, c'est toute la population qui est directement menacée.

La vulnérabilité (ou sensibilité) d'un réseau d'alimentation en eau potable est fonction de ses composantes.

X-5- Mesures de protection et de sécurisation :

X-5-1-Disposition de protection physique :

- Des fermetures de sécurité et des alarmes anti-intrusion doivent équiper tous les accès aux surfaces libres d'eau potable (réservoirs) ;

- Les branchements de distribution doivent être équipés de clapets anti-retour (normalement et obligatoirement pour les branchements industriels), afin d'éviter tout retour d'eau contaminée dans le réseau.

X-5-2-Solutions de secours :

Un réseau de secours, distinct du réseau principal, peut permettre d'assurer l'alimentation de certains usagers prioritaires tels que les hôpitaux (un tel réseau existe à Zurich (Suisse)). C'est un réseau alimenté gravitairement par des sources, il dessert les Hôpitaux et les abris, et des bornes fontaines pouvant être équipées de robinets (1 robinet pour 1000 habitants).

Les dispositifs ou les solutions de secours ne doivent pas être établis pendant la crise, ils doivent exister effectivement en réserve et pouvoir être activés rapidement.

X-6- Les charges liées à l'exploitation des équipements hydrauliques :

L'eau distribuée aux points d'eau des ouvrages hydrauliques est payante. Le prix de vente de l'eau n'est pas fixé de façon arbitraire, mais calculé sur des bases très précises, pour couvrir les charges liées à l'exploitation des ouvrages :

X-6-1- Les charges de fonctionnement :

Ces charges regroupent les frais suivants:

- de personnel (salaires et formation) ;
- de consommables (produits dont l'usage revient fréquemment) ;
- de fournitures (cahiers, imprimés et reçus pour les factures, stylos, etc.).

X-6-2- Les charges de suivi technique et financier :

Pour les systèmes d'AEP, pour lesquels le suivi technique et financier est obligatoire, il s'agit d'une redevance prélevée sur les m³ d'eau produite. Elle est payée par l'exploitant qui l'inclut dans le prix de l'eau.

X-6-3- Les charges de renouvellement des équipements :

Les équipements ont une durée de vie limitée. Au bout de quelques années, ils doivent être remplacés. Afin de pouvoir réunir les fonds nécessaires pour ces dépenses importantes mais rares, des provisions pour renouvellement sont constituées sur les recettes de la vente de l'eau. Le prix de l'eau est calculé de façon à ce qu'il reste chaque mois une certaine provision après avoir payé toutes les autres charges. Cette provision est placée sur un compte en banque et y reste bloquée.

Constituée petit à petit, cette *provision pour renouvellement* est calculée pour atteindre le montant du prix de l'élément à remplacer (groupe électrogène, pompe...) au bout du nombre d'années de sa durée de vie. On a ainsi toutes les chances que le jour où il faut remplacer l'élément, l'argent soit disponible à la banque.

Par exemple, pour une pompe électrique dont la durée de vie est estimée à 7 années, on placera chaque année sur un compte bancaire un septième du prix d'achat d'une pompe neuve. Au bout des 7 années, on a ainsi un montant équivalent au prix de la pompe et on est prêt à la remplacer dès qu'elle sera hors d'usage (ce qui a de fortes chances d'arriver au bout de 7 ans).

Tableau X-1: Durée de vie de quelques équipements hydrauliques :

Équipement	Durée de vie	équipement	durée de vie
Puits	30 ans	Équipement traitement au chlore	7 ans
Réservoir en béton armé	50 ans	Borne-fontaine	15 ans
Réservoir en acier	25 ans	Panneau solaire	20 ans
Pompe à motricité humaine	5 ans	Groupe électrogène	10 000 heures
Pompe électrique	7 ans		

Pour tout équipement dont la durée de vie est inférieure à 20 ans, le renouvellement doit être financé localement, sur les recettes de la vente de l'eau. Le prix de l'eau doit être calculé de façon à pouvoir constituer cette provision.

Pour tout équipement dont la durée de vie est supérieure à 20 ans (puits, château d'eau, tuyaux, forages, panneaux solaires...), c'est l'État qui a la charge d'assurer leur renouvellement le moment venu, selon les modalités de partage des coûts d'investissement.

Conclusion :

La maîtrise de la gestion des réseaux d'eau potable est parmi les tâches les plus difficiles, surtout dans le cas de manque des moyens nécessaires pour une intervention efficace. C'est le cas de l'entreprise publique Algérienne des eaux ADE en Algérie, qui a souffert de ce problème, avant que l'état lui spécifié un budget spécial d'envergure, mais, malgré les efforts fournis dans la partie financière de cette entreprise de gestion, le problème persiste encore, donc il faut revoir sa politique de gestion technique, car les compétences existent et ne s'attendent qu'à leurs données la chance de se montrer.

Conclusion generale:

Pour mener à bien notre travail et bien diagnostiquer le système d'alimentation en eau potable de centre urbain de DBK, il a été nécessaire de bien comprendre l'architecture du système de distribution, ainsi que la vérification de la capacité de la ressource et de stockage.

Cependant, l'étude menée sur le réseau de distribution de la ville de DBK, nous a permis de faire les constatations suivantes :

- ✓ Présence d'une dépression dans quelques parties de réseau, due au sous dimensionnement des conduites, ainsi que l'insuffisance de la charge hydraulique assurée par les réservoirs existants qui alimentent la ville.
- ✓ Insuffisance de la capacité de la ressource pour 2010, ainsi pour les horizons futurs.
- ✓ La capacité de stockage est suffisante pour satisfaire les besoins actuels et futures.

Pour remédier aux problèmes rencontrés, nous avons proposé des solutions à mettre en place d'une manière urgente afin de répondre à la demande des abonnés et assurer une meilleure desserte en eau de point de vue qualitatif et quantitatif.

Les solutions proposées consistent à effectuer des changements sur les diamètres de quelques tronçons qu'on a nommé, ainsi que la projection d'un château d'eau au niveau de la partie sud-ouest de la ville.

La modulation de réseau avec le logiciel Epanet, pour différents horizons, nous a permis de constater que les solutions proposées à l'état actuel, ne peuvent satisfaire les besoins de l'agglomération que jusqu'à environ 2025.

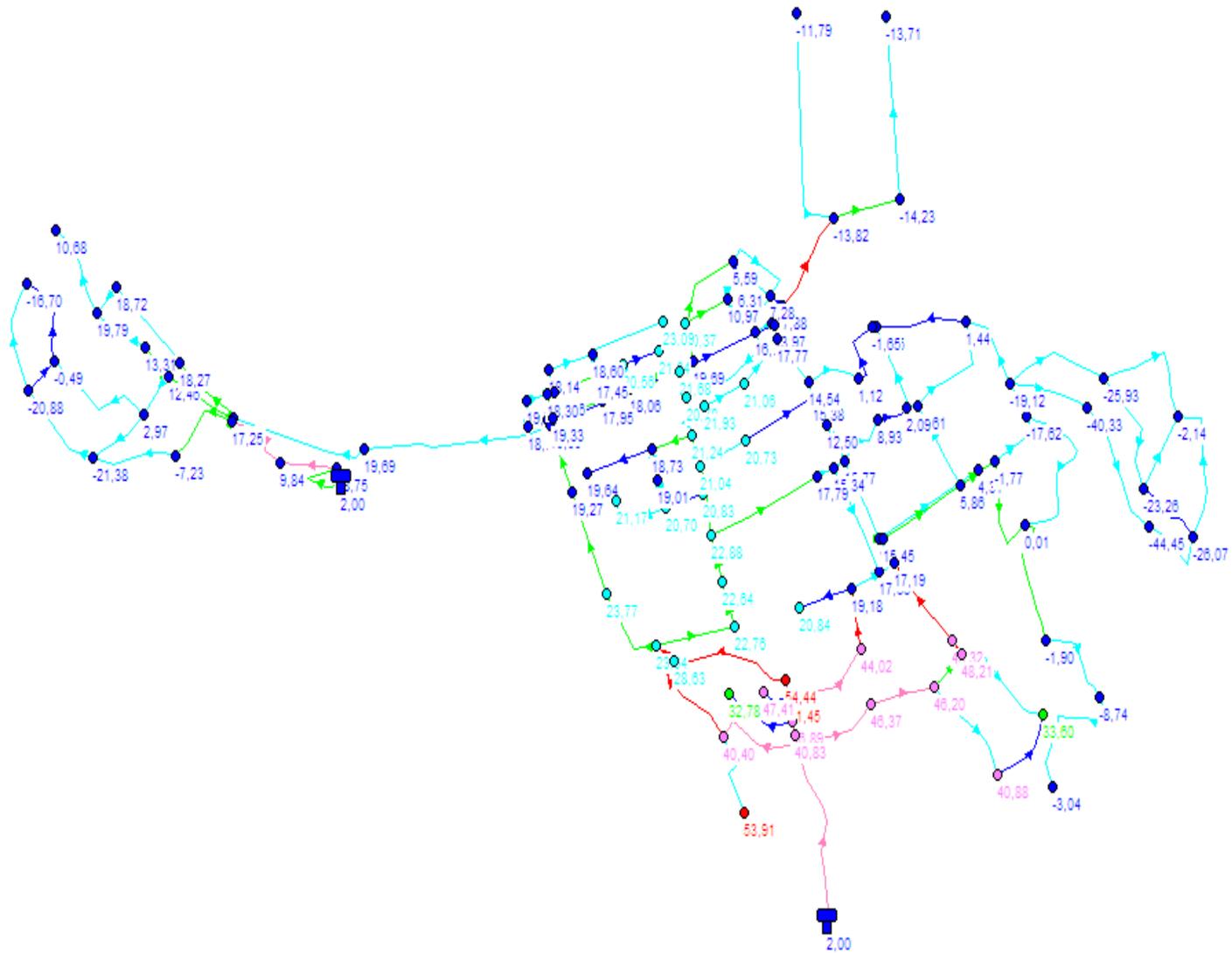
A cet effet, nous avons projeté une variante d'un réseau à partir de 2025, pour comme horizon futur de 2050.

BIBLIOGRAPHIES :

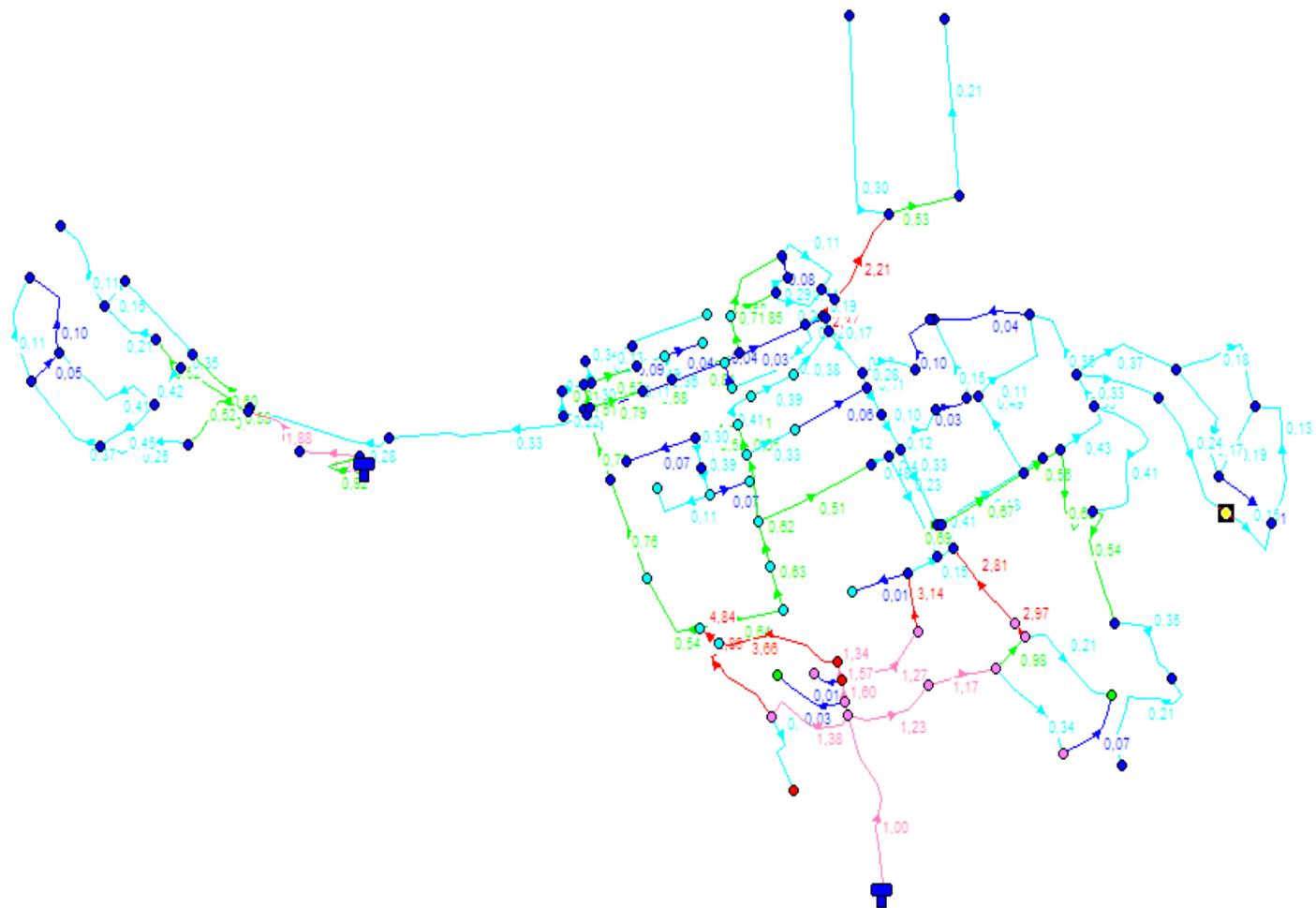
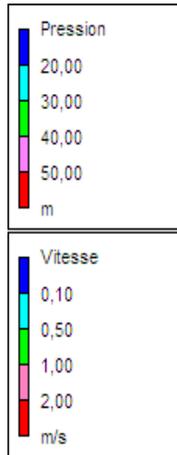
- [1] Dupont, Hydraulique urbaine (tome 2) , édition Eyrolles (1979)
- [2] ESIER, alimentation en eau potable, Tunis 2004
- [3] Cours d'AEP de Dr Salah boualem, ENSH 1993
- [4] LYONNAISE DES EAUX : Mémento du gestionnaire d'alimentation en eau potable et de l'assainissement, Edition Eyrolles, Paris 1978.

WEBOGRAPHIE:

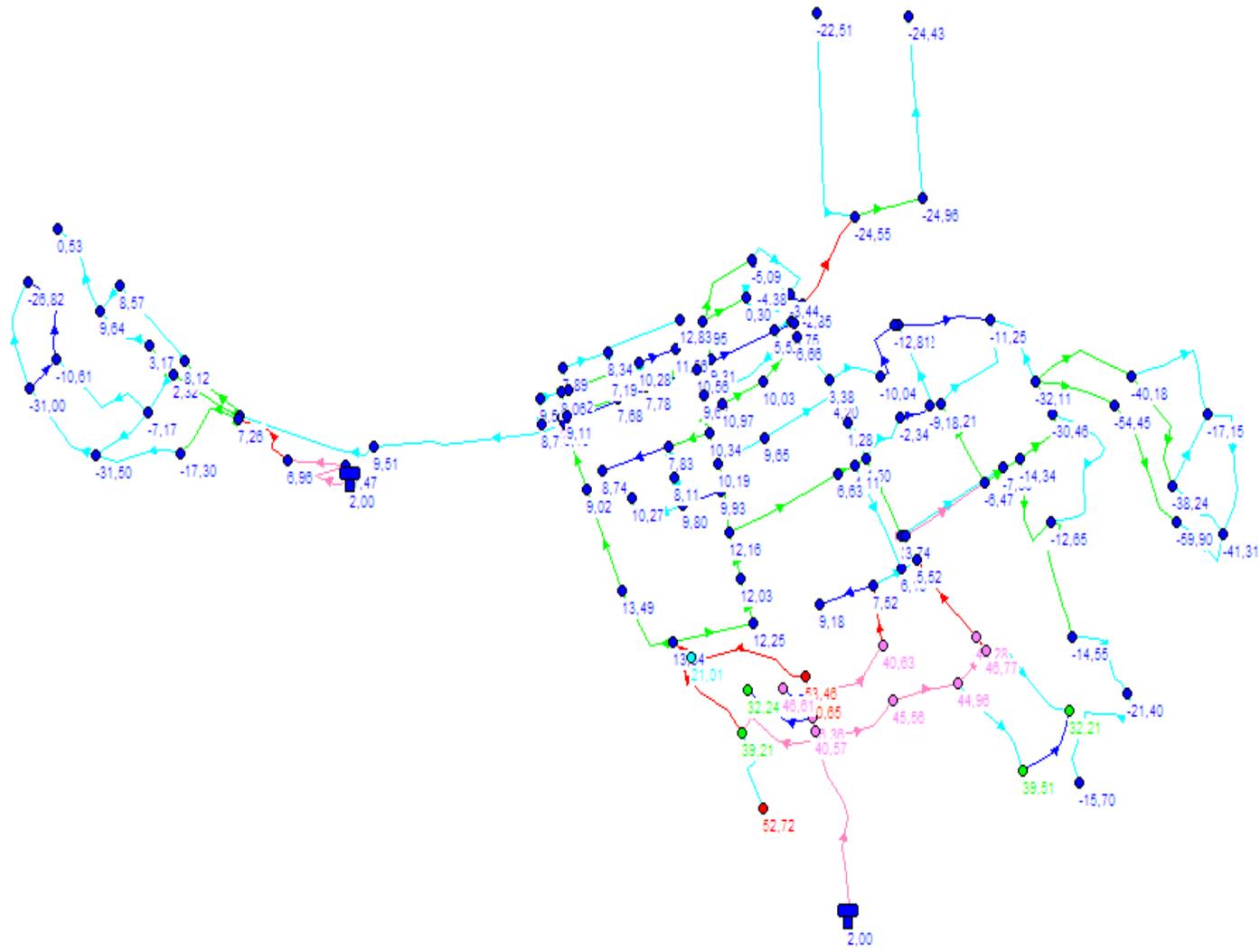
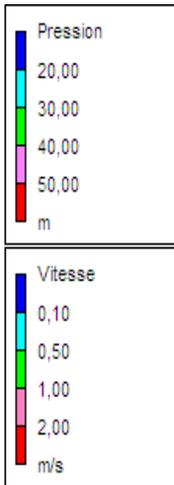
- <http://www.eau.fndae.fr>
- <http://www.lavoisier.fr/noticed/fr41751.html>
- <http://www.isiknowledge.com>



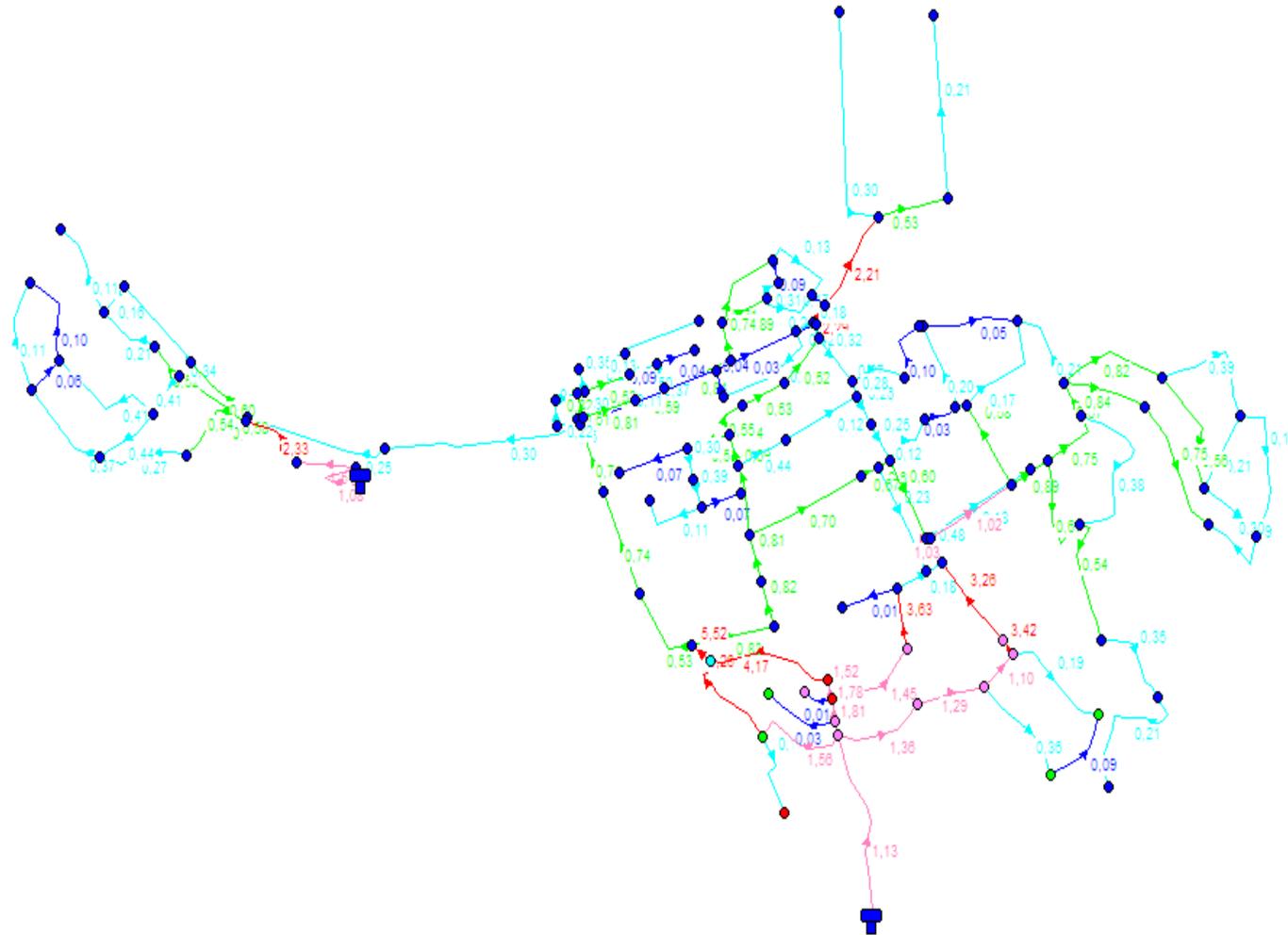
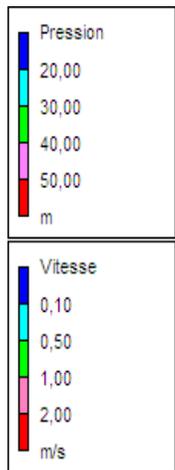
Répartition des pressions dans le réseau existant (cas de pointe)



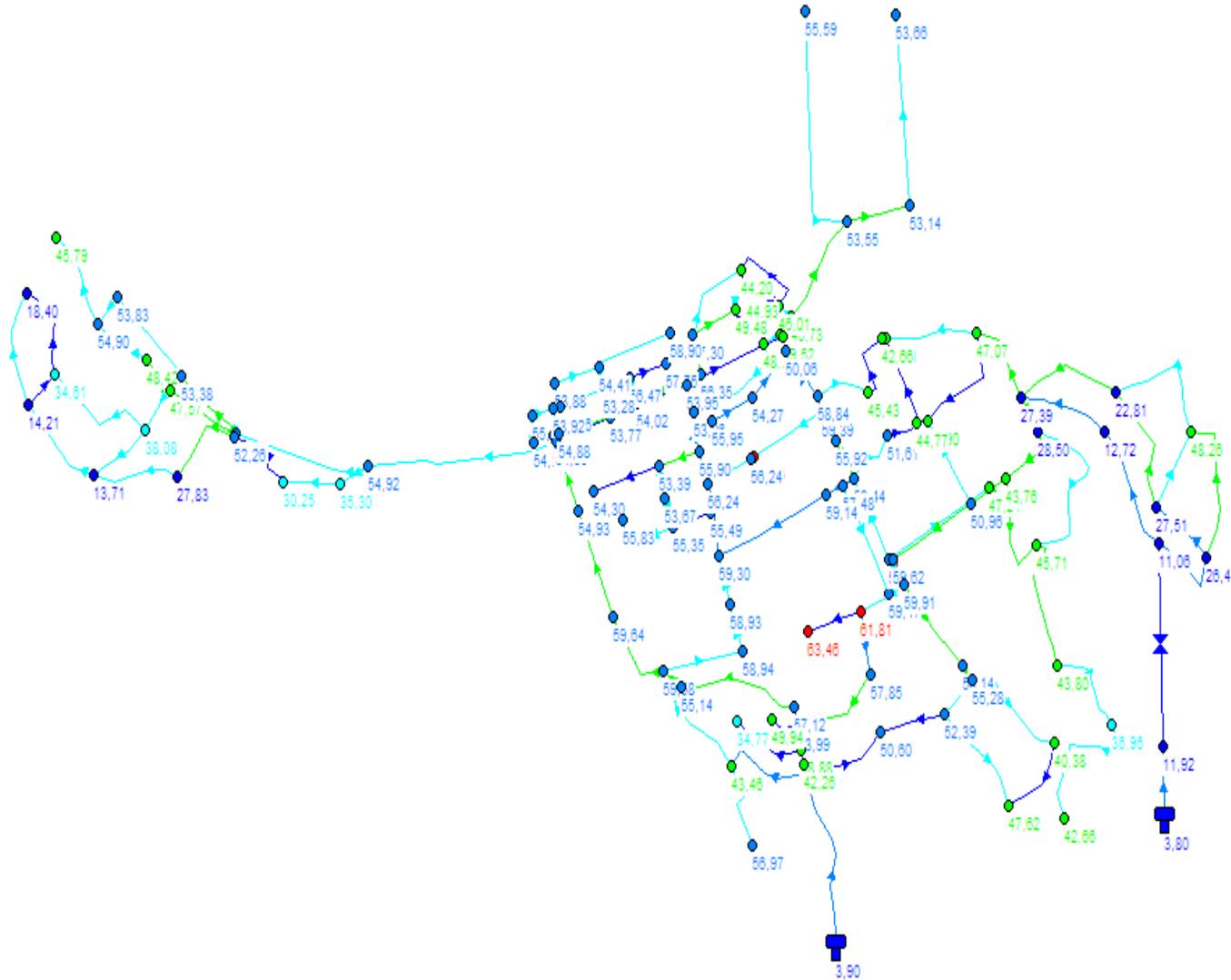
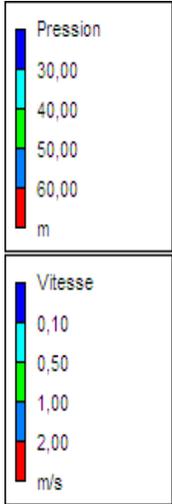
Répartition des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe)



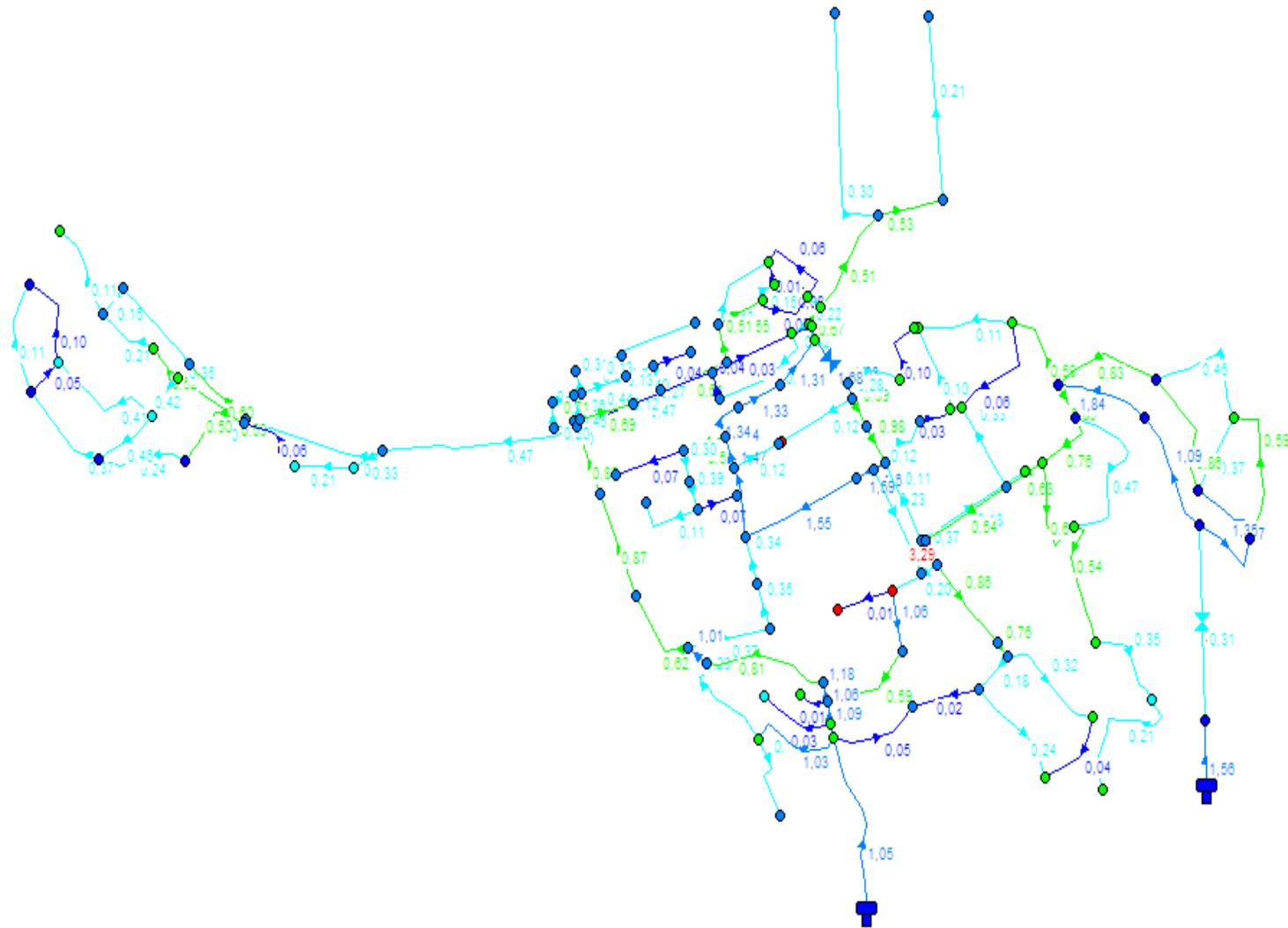
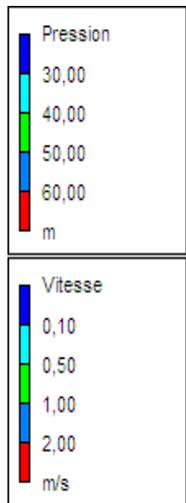
Répartition des pressions dans le réseau existant (cas de pointe+ incendie)



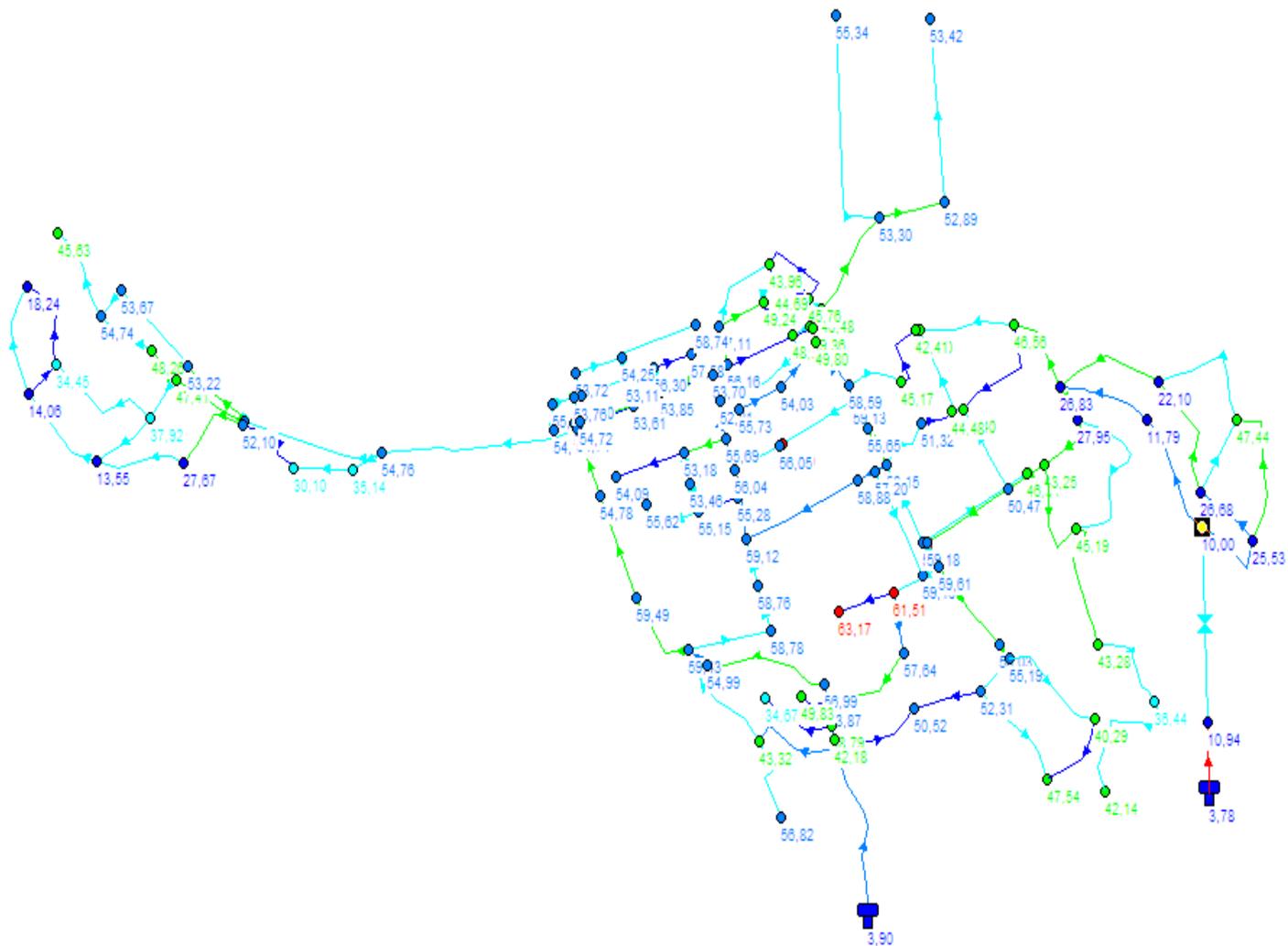
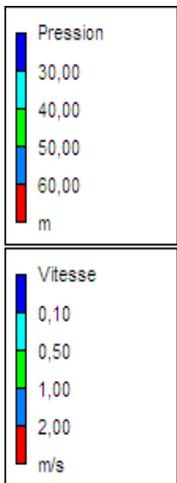
Répartition des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe+incendie)



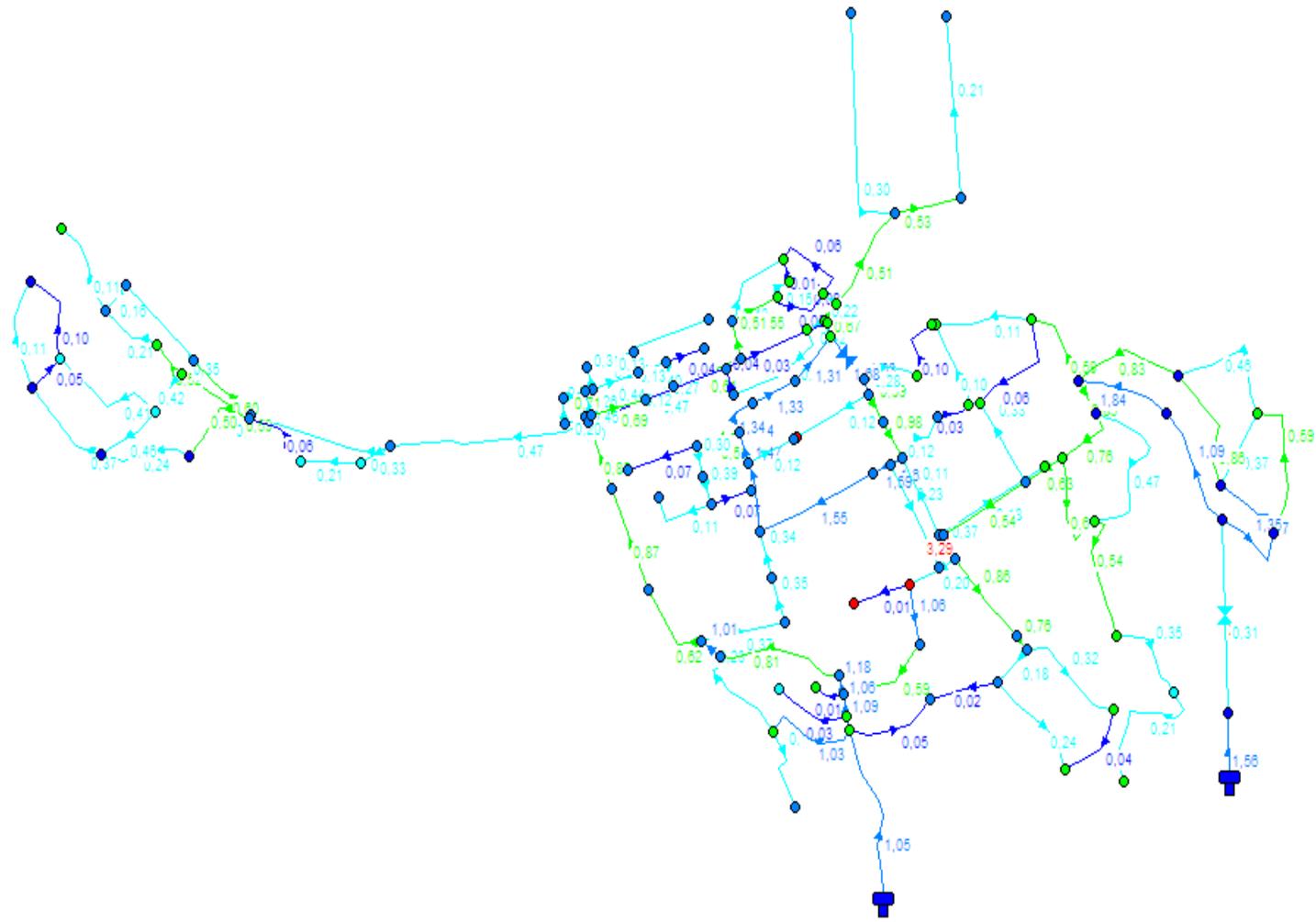
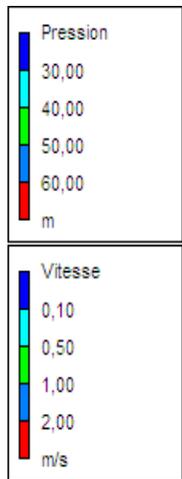
Répartition des pressions dans le réseau amélioré (cas de pointe)



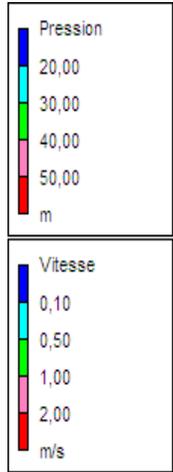
Répartition des vitesses dans le réseau amélioré (cas de pointe)



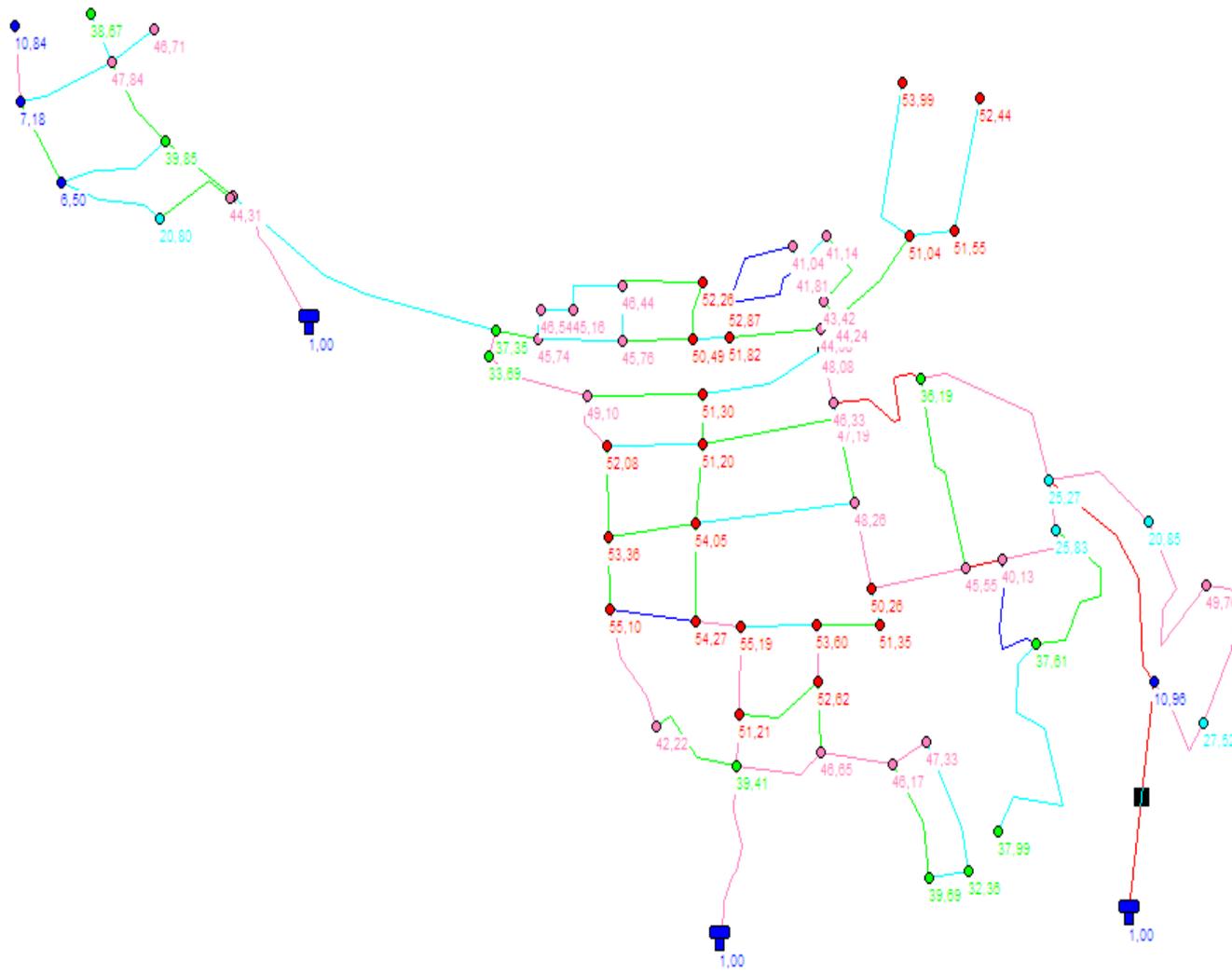
Répartition des pressions dans le réseau amélioré (cas de pointe+ incendie)



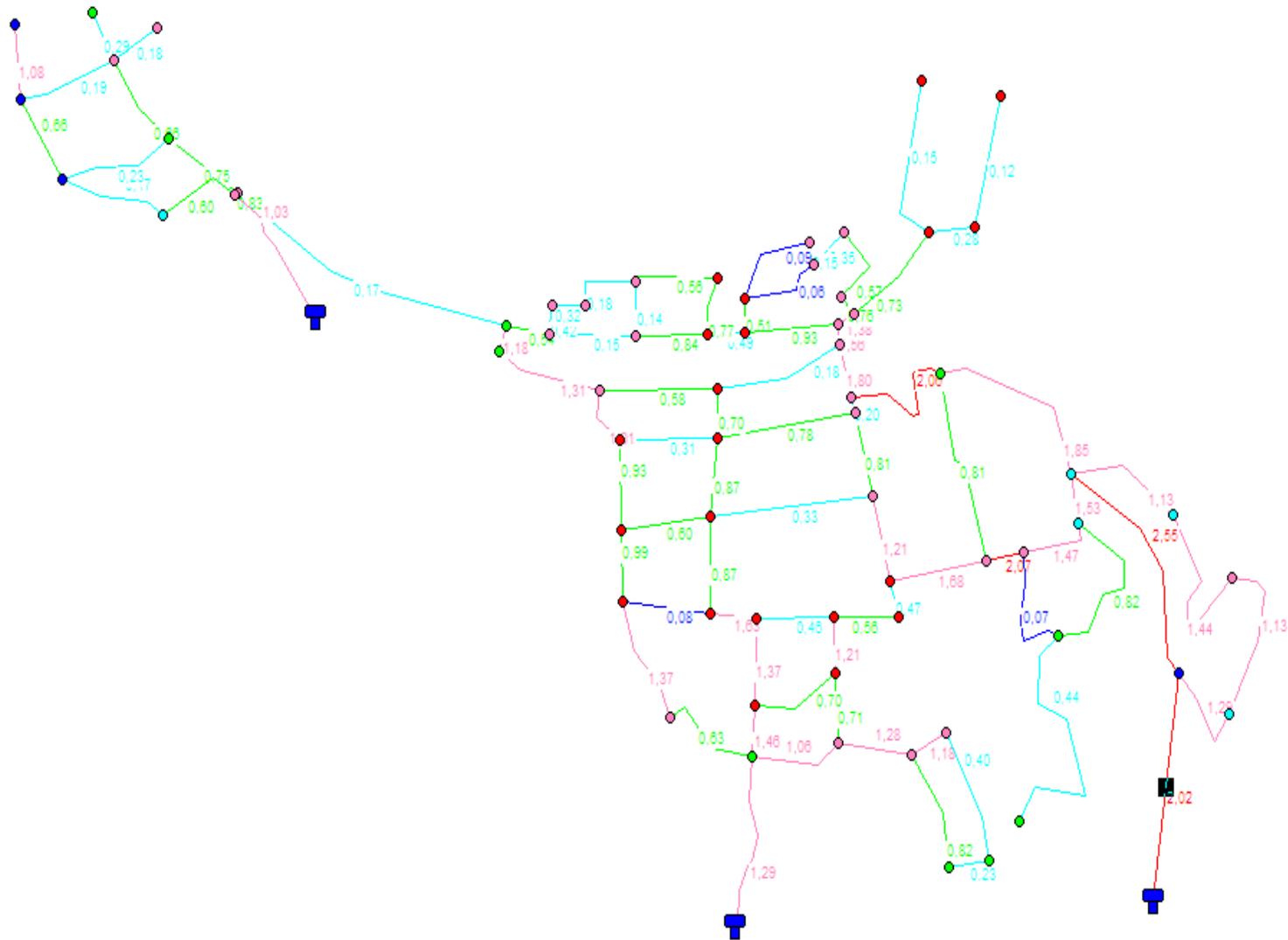
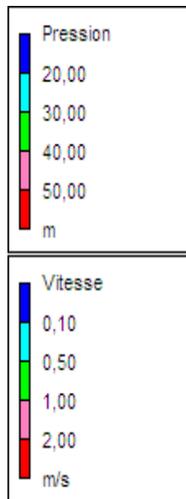
Répartition des vitesses dans le réseau amélioré (cas de pointe+incendie)



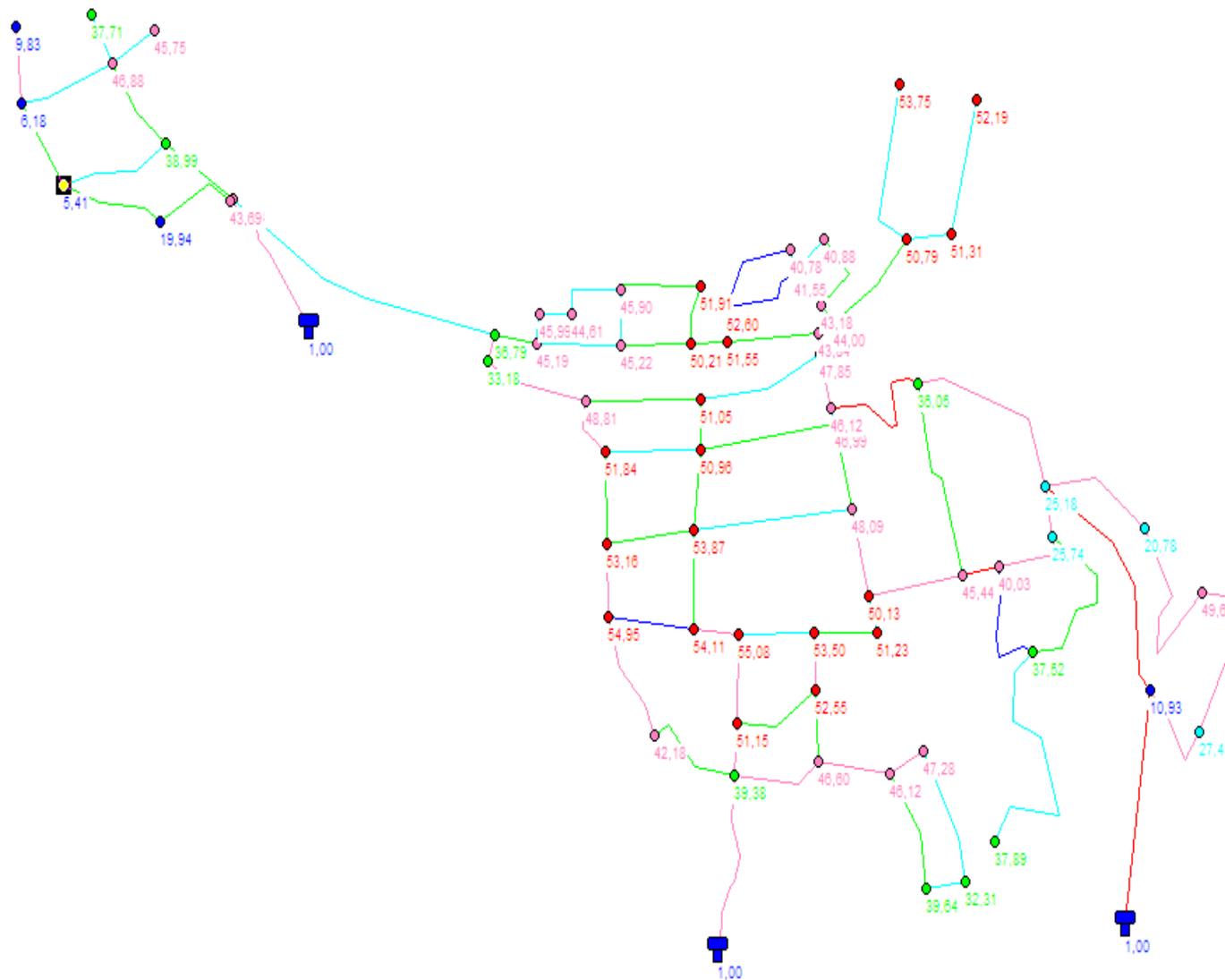
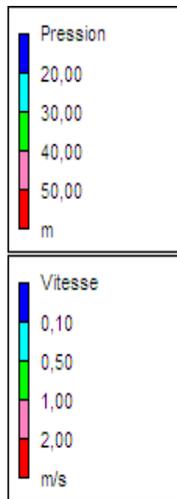
Jour 1, 12:00 AM



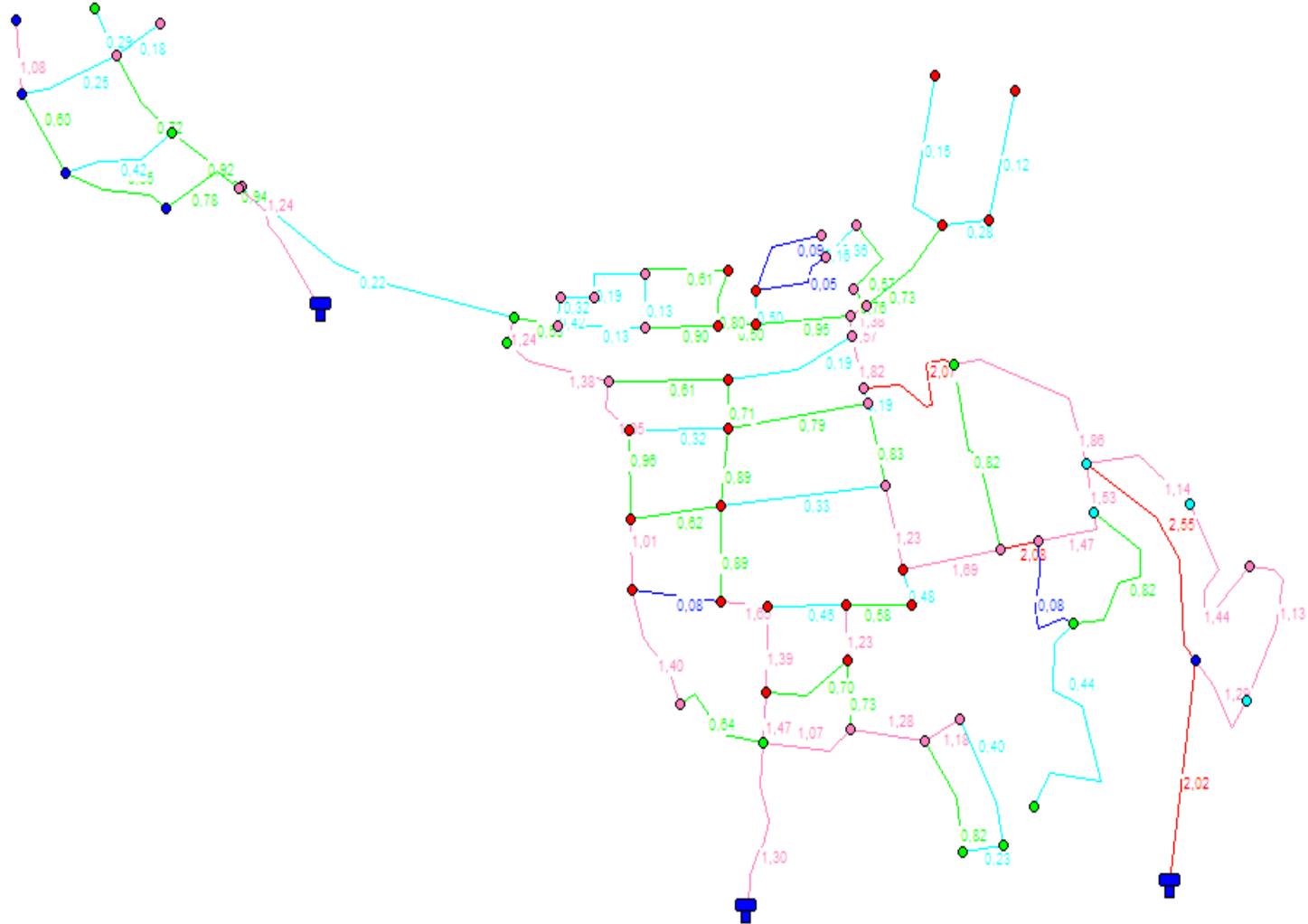
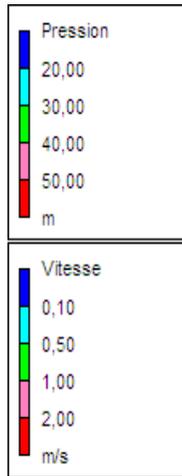
Répartition des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe)



Répartition des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe)



Répartition des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe+incendie)



Répartition des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe+incendie)