

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Naama (w. Naama) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-10

APA Citation (APA توثيق):

Bentaleb, Abdelkader (2010). Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Naama (w. Naama)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرة 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 GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE
DE LA VILLE DE NAAMA (W.NAAMA)

Présenté par :
M^r: BENTALEB Abdelkader

Promoteur :
M^r: A.AYADI

Devant le jury composé de :

Président: M^r: O.KHODJET-KESBA

Examineurs: M^r: M.S.BENHAFID

M^r: A.AYADI

M^{me}: K.ZERHOUNI

M^{me}: L.TAFAT

Octobre 2010

DEDICACES

A tous ceux qui me sont chers

A une hydraulique prospère

BENTALEB Abdelkader

REMERCIEMENT

Mes remerciements vont particulièrement à mes parents pour leur soutien et leurs encouragements.

Je tiens à remercier tout particulièrement Monsieur AYADIA pour avoir encadré mon travail.

Merci à tous mes amis et collègues de l'ENSH ou, qui ont tous été de sympathiques compagnons de travail.

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

ملخص:

العمل الذي نقوم به يهدف إلى دراسة كيفية إعادة ترميم نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة النعامة، بمعنى تحديد النقائص الموجودة في توزيع المياه وكذلك هياكل التخزين (خزانات المياه) و أيضا مراجعة سعة الشبكة الحالية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة (2035).
هذه المراجعة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات والنصائح لتحسين التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمدينة بهدف إرضاء المستهلكين.
كما نذكر أيضا طرق الصيانة وعمليات المراقبة التي تجرى على منشآت الري.

Résume :

Notre travail consiste à faire une étude de réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville Naama, c'est à dire la détermination des défaillances du système de distribution ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs) et la vérification de la capacité du réseau existant de véhiculer les débits nécessaires à l'horizon d'étude (2035).

Cette vérification nous permettra de donner un certains nombres de modifications qui ont pour but de satisfaire les consommateurs.

Nous citons aussi les notions et les opérations de contrôle et d'entretien à effectuer sur tous les ouvrages hydrauliques.

Summary:

Our work consists to study the rehabilitation of the water feeding system out of drinking water of the town of Naama, i.e. the determination of the failures of the distribution system as well as the works of storage (water tanks) and the checking of the capacity of the network existing to convey the flows necessary to the horizon of study (2035).

This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city such.

We quote also the concepts of the check operations and maintenance to carry out on all the works hydraulic

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I - Présentation et état des lieux

I.1) Situation géographique :	1
I.2) Situation topographique :	3
I.3) Situation géologique et hydrologique :	3
I.3.1) Géologie :	3
I.3.2) Hydrologie :	3
I.4) Situation climatologique :	3
I.4.1) Climat :	3
I.4.2) Humidité :	4
I.4.3) Evapotranspiration :	5
I.5) Présentation hydraulique :	5
I.5.1) Les ressources :	5
I.5.2) Capacité de stockage :	6
I.6) Apport :	6
I.7) Conclusion:	6

Chapitre II - les besoins en eau et débits de consommation

II.1) Introduction :	7
II.2) Estimation de la population future :	7
II.3) Consommation moyenne journalière :	8
II.4) Débit de consommation moyen des équipements a l'état actuel :	9
II.5) Etude des variations des débits :	10
II.5.1) Variation des débits de consommation dans le temps :	10
II.6) Coefficient d'irrégularité :	10
II.6.1) Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :	10
II.6.2) Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :	10
II.6.3) Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :	11
II.6.4) Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) :	11
II.7) Détermination des débits journaliers :	12
II.7.1) Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :	12
II.7.2) Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :	12
II.8) Détermination des débits horaires :	13
II.8.1) Débit moyen horaire :	13
II.8.2) Détermination du débit maximum horaire :	13
II.9) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	14
II.10) Détermination des graphiques de consommation (2010) :	16
II.11) Estimation de la population a l'horizon 2035 :	17
II.11.1) Calcul des besoins en eau :	17
II.12) Détermination des débits journaliers :	18
II.12.1) Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :	18
II.12.2) Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :	18
II.13) Détermination des débits horaires :	19
II.13.1) Débit moyen horaire :	19
II.13.2) Détermination du débit maximum horaire :	19
II.14) Détermination des graphiques de consommation (2035) :	21
II.15) Comparaison entre les ressource et les besoins :	21
II.16) Comparaison entre le volume calculé de réservoir et le volume existant :	22
II.16.1) Calcul de la capacité de réservoir pour le cas actuel :	22

II.16.2) Calcul de la capacité de réservoir pour l’horizon 2035 :	23
II.17) Conclusion :	25

Chapitre III - Simulation hydraulique du réseau existant

III.1) Introduction :	25
III.2) Description du logiciel WATER CAD :	25
III.2.1) Fonction et application :	25
III.3) Détermination des débits (routes et nœuds) :	25
III.3.1) cas de pointe :	26
III.3.1.1) Débit spécifique :	26
III.3.1.2) Débit en route pour chaque tronçon:	26
III.3.1.3) Débit aux nœuds :	27
III.3.1.4) Résultats de la simulation :	39
III.3.2) Cas de pointe+ incendie :	49
III.4) Constat :	49
III.5) Interprétation des résultats:	49
III.6) Conclusion :	50

Chapitre IV - Dimensionnement du réseau à l’horizon 2035

IV.1) Introduction:	52
IV.2) Choix du schéma du réseau de distribution :	52
IV.3) Choix du type de réseau :	53
IV.4) Conception du réseau de l’agglomération :	54
IV.5) Principe du tracé du réseau :	54
IV.6) Choix du matériau des conduites :	55
IV.7) Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l’horizon 2035 :	56
IV.7.1) Détermination des débits de routes et nœuds :	56
IV.8) Résultats de la simulation :	59
IV.9) Conclusion :	63

Chapitre V - Pose de canalisation

V.1) Introduction :	68
V.2) Les actions reçues par les conduites :	68
V.3) Mode opératoire :	68
V.3.1) Pose selon la nature de terrain :	68
V.3.2) Pose selon la nature des conduites :	69
V.3.3) Traversées de routes :	69
V.4) Exécution des travaux :	69
V.4.1) Vérifications et manutentions des canalisations :	70
V.5) choix des engins de terrassement :	71
V.5.1) Définition de la pelle hydraulique :	71
V.5.2) Définition du Bulldozer :	72
V.6) La mise en place des canalisations :	72
V.6.1) Assemblage des conduites :	73
V.6.2) Epreuve des joints et canalisations principales :	73
V.6.3) Epreuve des robinets-vannes :	74
V.6.4) Epreuve des branchements et raccords :	74
V.7) Remblaiement des tranchées :	74
V.8) Conclusion :	75

Chapitre VI - La chloration de réseau

VI.1) Introduction :	76
VI.2) Objectifs de la chloration :	76
VI.3) Les utilités du chlore dans le réseau d'AEP :	76
VI.4) Les paramètres influent sur la désinfection par le chlore :	76
VI.5) Le principe de la stérilisation par le chlore résiduel libre :	77
VI.6) Les autres moyens de désinfection :	77
VI.6.1) Le brome :	77
VI.6.2) L'ozone :	77
VI.6.3) Rayons ultraviolets :	78
VI.7) Calcul de la concentration du chlore résiduel dans le réseau projeté :	78
VI.8) Conclusion :	84

Chapitre VII - Protection et sécurité de travail

VII.1) Introduction :	85
VII.2) Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	85
VII.2.1) Facteurs humains :	85
VII.2.2) Facteurs matériels :	86
VII.2.3) Liste des conditions dangereuses :	86
VII.2.4) Liste des actions dangereuses :	86
VII.3) Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	87
VII.3.1) Protection individuelle :	87
VII.3.2) Autres protections :	87
VII.3.3) Protection collective :	87
VII.3.4) Engin de levage :	87
VII.3.5) Appareillage électrique :	87
VII.4) Conclusion :	88

Chapitre VIII - Gestion du réseau D'AEP

VIII.1) Introduction :	89
VIII.2) But de la gestion :	89
VIII.3) Pérennité des ouvrages :	89
VIII.4) Entretien du réseau :	90
VIII.4.1) Lutte contre l'entartrage :	90
VIII.4.2) Exploitation :	90
VIII.4.3) La surveillance :	90
VIII.4.4) La maintenance :	91
VIII.5) La gestion patrimoniale :	91
VIII.5.1) La préservation de la ressource en eau :	92
VIII.5.2) L'influence du milieu environnant les conduites :	92
VIII.6) Les effets des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée :	93
VIII.7) Les effets des paramètres hydrauliques du fonctionnement des réseaux :	93
VIII.8) Les outils de suivi de la qualité de l'eau en réseau :	94
VIII.9) Surveillance courant des adductions et du réseau :	94
VIII.10) Lutte contre le vieillissement des réseaux :	95
VIII.11) Conclusion :	96

Conclusion générale

LISTES DES TABLEAUX

Chapitre I - Présentation et état des lieux

Tableau 1.1 : Répartition mensuelle des précipitations :	4
Tableau 1.2 : Répartition mensuelle des températures :	4

Chapitre II - les besoins en eau et débits de consommation

Tableau 2.1 : Evaluation de la population de la ville de NAAMA pour différents horizon :	8
Tableau 2.2 : Débit moyen des différents consommateurs (2010) :	9
Tableau 2.3 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	11
Tableau 2.4 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	11
Tableau 2.5 : Calcul de la consommation maximale journalière	12
Tableau 2.6 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	13
Tableau 2.7 : Détermination le débit maximum horaire (2010) :	15
Tableau 2.8 : Calcul du débit moyen des équipements projetés a l'horizon 2035 :	17
Tableau 2.9 : Calcul de la consommation maximale journalière :	18
Tableau 2.10 : Détermination le débit maximum horaire :	19
Tableau 2.11 : Comparaison entre l'apport journalier et les besoins journaliers pour les deux cas (débit de forage) :	21
Tableau 2.12 : Comparaison entre l'apport journalier et les besoins journaliers pour les deux cas (débit de forage) :	22
Tableau 2.13 : détermination de la capacité du réservoir actuellement :	22
Tableau 2.14 : détermination de la capacité du réservoir pour l'horizon 2035 :	23
Tableau 2.15 : Comparaison entre le volume calculé et le volume existant pour les deux cas : .	25

Chapitre III - Simulation hydraulique du réseau existant

Tableau 3.1 : Calculs des débits routes et nœuds:	27
Tableau 3.2 : Résultat de la simulation sur les nœuds :	39
Tableau 3.3: résultats de la simulation sur les conduites :	43

Chapitre IV - Dimensionnement du réseau à l'horizon 2035

Tableau 4.1 : Calculs des débits routes et nœuds:	56
Tableau 4.2 : résultats de la simulation sur les nœuds	59

Tableau 4.3 : résultats de la simulation sur les conduites : 60

Chapitre VI - La chloration de réseau

Tableau 6.1 : variation du chlore dans les nœuds pour le réseau actuel :78

Tableau 6.2 : variation du chlore dans les nœuds pour le réseau projeté :.....79

LISTES DES FIGURES

Chapitre I - Présentation et état des lieux

Figure 1.1 : Situation géographique de la commune de « Naama »2

Chapitre II - les besoins en eau et débits de consommation

Figure 2.1 : Estimation de la population pour différents horizons :8

Figure 2.2 : Histogramme de consommation journalière.....16

Figure 2.3 : La courbe intégrale.16

Figure 2.4 : Le graphique de consommation.....21

Figure 2.5 : La courbe intégrale.....21

Figure 2.1 : Estimation de la population pour différents horizons.....8

Figure 2.2 : Histogramme de consommation journalière.....16

Figure 2.3 : La courbe intégrale.16

Figure 2.4 : Le graphique de consommation.....21

Figure 2.5 : La courbe intégrale.....21

Chapitre III - Simulation hydraulique du réseau existant

Figure 3.1: La répartition des vitesses et des pressions dans le réseau existant (cas de pointe).....51

Figure 3.2: La répartition des vitesses et des pressions dans le réseau existant (cas de pointe+incendie).....52

Chapitre IV - Dimensionnement du réseau à l'horizon 2035

Figure 4.1 : Réseau ramifié53

Figure 4.2 : Réseau maillé.....53

Figure 4.3: La répartition des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe).....64

Figure 4.3: La répartition des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe).....65

Figure 4.4: La répartition des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe+incendie).....66

Figure 4.5: La répartition des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe+incendie).....67

Chapitre V - Pose de canalisation

Figure 5.1: Schéma d'une tranchée.....70

LISTES DES PLANCHES

Planche 01 : Plan de masse et le réseau D'AEP existant de la ville de Naama (W.NAAMA)

Planche 02 : Plan de masse et le réseau D'AEP projeté a l'horizon 2035de la ville de Naama (W.NAAMA)

INTRODUCTIO GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

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, 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. (Morel, 1990). Pour fournir de l'eau potable et un assainissement adéquat à tous les ménages en Afrique subsaharien, il faudra 47 milliard de dollars (Narendra, 2002).Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage, et de distribution ainsi qu'une gestion efficace afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes. C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre travail, ''Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Naama (W.NAAMA) ''.La situation en eau potable de notre zone d'étude est moyenne, malgré l'importante ressource hydrique existante au niveau des forages. La ville de Naama reconnaît un déficit au point de vue alimentation en eau potable et un réseau vétu. L'objectif de notre étude est de dimensionner le réseau de la ville de Naama et de procéder à une gestion rationnelle de ce réseau.

Chapitre I :
Présentation et état des lieux de la
ville

I) Introduction :

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres et prévaloir au niveau de la ville de NAAMA.

Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon diagnostic de réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation projeté ; ces caractéristiques sont représentées essentiellement par la situation topographique, géographique, géologique, hydrologique, climatologique et hydraulique.

La Wilaya de NAAMA fait partie des **hauts plateaux**. Elle se situe à l'extrémité Sud-ouest ou la densité de la population est faible.

Une étude à découper la région en zones et sous zone de vocation. Il existe trois (03) zones de vocations :

- 1- Une zone à **Vocation Agricole**
- 2- Une zone à **Vocation Pastorale**.
- 3- Une zone à **Vocation Forestière**.

La Wilaya de NAAMA quand à elle, n'est pas concerné par la zone agricole mais, elle s'étend sur une partie des sous zones pastorales ou l'activité pastorale doit être maintenue et complète avec cette Activité Industrielle et de Service en liaison avec cette activité, ainsi que sur les sous zones forestières ou le reboisement est une priorité et ou le pastoralisme doit jouer un rôle majeure par rapport à son importance actuelle.

I.1) Situation géographique :

La commune de **Naâma** est située à l'est de la Wilaya de **Naâma** dans la zone "**des Hauts Plaines steppique**". Jusqu'en **1984**, elle faisait partie de la Wilaya de Saida, mais après la réorganisation territoriale, **Naâma** a été promue chef-lieu de Wilaya avec un nombre de Douze (12) Communes. D'une superficie de **2670Km²**, elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Mecherie.
- Au Sud par les communes d'Ain Sefra et Tiout et Asla.
- A l'Ouest par la commune de d'Ain Benkhellil.
- A l'Est par la commune d'El Bayadh.

Le chef- lieu de commune et de wilaya de Naâma se situe à une altitude de **1157m**, à **34 Km** au Sud de la ville de Mecheria et à **70 Km** de la ville d'Ain Sefra.

La situation géologique de la commune de Naama est montrée sur la figure 1.1.

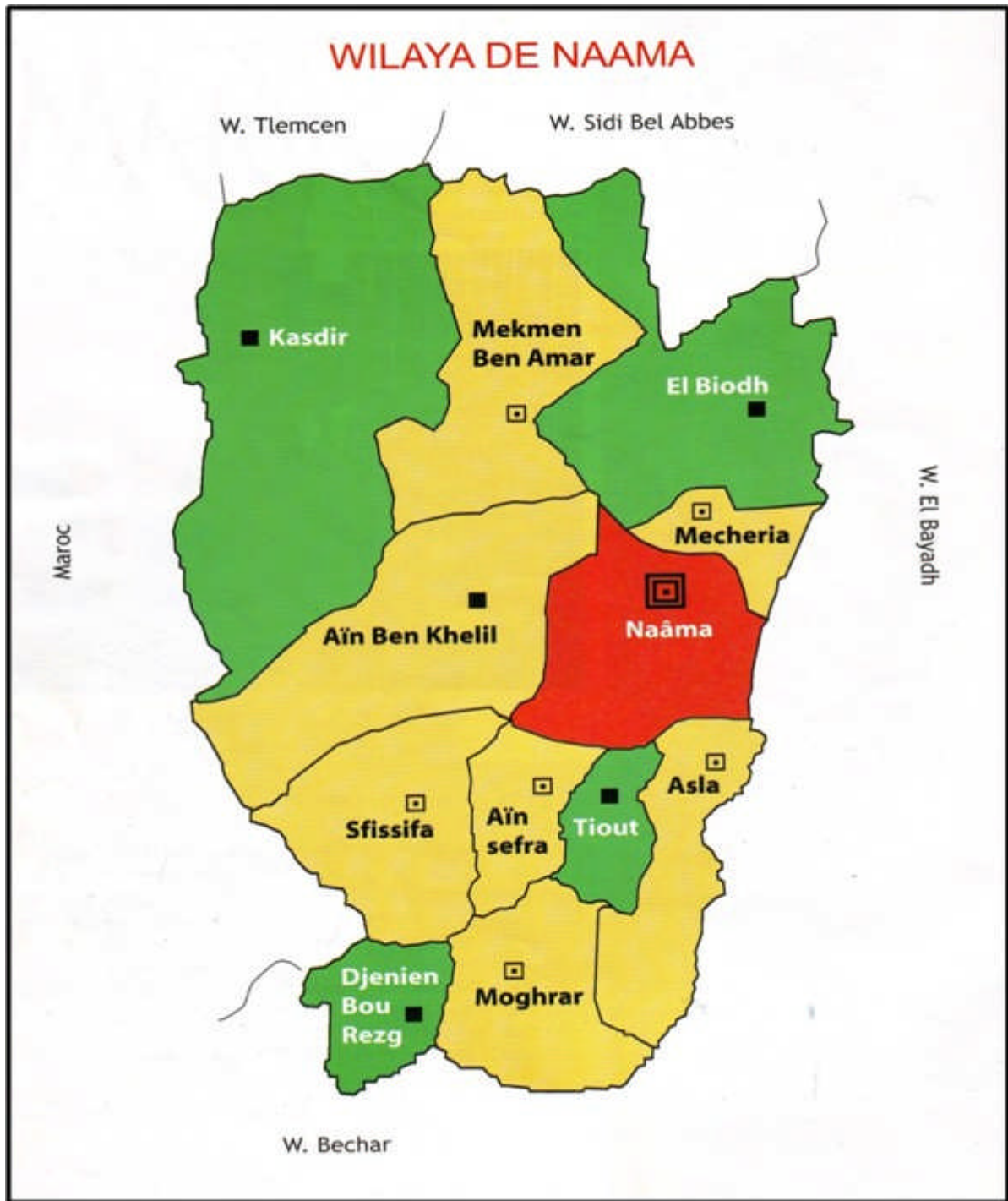


Figure 1.1 : Situation géographique de la commune de « Naama »

I.2) Situation topographique :

Le relief de la commune est caractérisé par la prédominance de vastes étendues de plateaux ne présentant aucune déclivité, limités par quelques montagnes orientées S-O-N-E d'une altitude moyenne de **1500m** dont Djebel Mellah (1817m) et Djebel Souiga (1560m).

Le site se caractérise par la présence d'une sebkha située à **800m** d'altitude à l'est du Chef-lieu, d'une longueur de **25m** le long du flanc du Djebel Mellah.

I.3) Situation géologique et hydrologique :

I.3.1) Géologie :

Du point de vue géologique, la région est représentée par des séries sédimentaires du quaternaires :

- Alluvions récentes, limons croûtes gypso siliceuses.
- Alluvions dans les vallées et des dépôts de sables.
- Le jurassique inférieur, forme la quasi-totalité des affleurements montagneux.
- Le jurassique moyen marin, marnes, ammonites pyrite usées alternant avec des bancs de calcaires durs, fossiles siliceux par endroit calcaire grasseux.
- Le jurassique inférieur marin, calcaire marnes calcaires et dolomies.

I.3.2) Hydrologie :

La commune renferme des potentialités en eau importantes confirmées par des forages effectués dans le synclinal (**120l/s**). Un transfert est effectué de **Naâma** vers la ville de Mecheria.

Pour garder l'équilibre entre les eaux salées de Sebkha NAAMA et la nappe du synclinal, il est nécessaire d'effectuer des mesures des niveaux piézoélectriques de la nappe et de son étendue.

I.4) Situation climatologique :

I.4.1) Climat :

La commune est caractérisée par rudes conditions climatiques avec des Hivers très froids et des étés chauds et secs.

Le problème des vents constitue un obstacle majeur avec ces fréquences et ses directions dominantes Ouest et Sud-ouest.

Les vents de sable sont fréquents, soit **150 jours par an**. Ce sont des agents d'érosion très active qui transportent des quantités énormes de particules.

Les amplitudes thermiques pouvant atteindre **22°C** accentuant la destruction des sols (en moyenne **20 à 31 jours** de gels).

a- Précipitation :

Le territoire communal reçoit au moyenne 200 à 300 mm / an.

Le nombre de jours de pluie est 62 J environs.

Tableau 1.1 : Répartition mensuelle des précipitations :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pluviométrie (mm)	21	24	32	29	5	14	05	08	34	29	43	29
Nombre de jour	6	6	6	5	5	4	3	3	6	5	7	6

b- La neige :

Elle est remarquée notamment au sommet des Djebel. La station de Mecheria enregistre seulement 4,7 j/ an ce qui demeure faible.

Les gelés durent de 30 à 40 J / an

c- Les températures :

Tableau1.2 : Répartition mensuelle des températures :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T°Moyenne	6,2	7,2	10,6	14,3	17,6	23,2	27,7	27,5	22,6	16,4	10,1	6,6

d- Les vents :

Les vents dominants durant la saison humide (automne, hiver et début de printemps) sont ceux de l'Ouest et Nord Ouest, alors que pendant la période chaude les vents dominants sont ceux du Sud et Sud-est.

Le Sirocco sévit 15 J / an

I.4.2) Humidité :

En hiver les valeurs d'humidité relative moyenne sont de l'ordre de 58% Les taux minimaux sont compris entre 39% et 49%, les taux maximaux peuvent atteindre 85% voire 88%. Les hivers les plus secs sont caractérisés par des valeurs d'humidité relative n'excédant pas les

22% et 28%. Mais en été, il est relativement faible; il varie entre 23% et 27%. Durant certaines périodes de sécheresse, il peut atteindre des taux minimaux compris entre 2 et 6 %.

I.4.3) Evapotranspiration :

Le pouvoir d'évaporation est grand, il atteint son maximum en juillet de 432 mm, alors que le minimum est constaté au cours du mois de décembre de 79,3 mm.

I.5) Présentation hydraulique :

La consommation d'eau des habitants de la ville est assurée par 2 châteaux d'eau avec une capacité de stockage de 1000 m³.

I.5.1) Les ressources :

La ville de Naama est alimentée à partir des eaux souterraines, les deux principaux forages sont Naama 2 et Naama 3

a- Caractéristiques des forages :

- **Naama 2 :**

Le forage Naama 2 est situé au sud de l'agglomération chef lieu à une distance d'environ 3500 m.

En longeant la R.N N° 6 vers Bechar.

Les coordonnées (X = 216.45 et Y = 301.65).

Sa profondeur atteint 450 m.

Il donne un débit de 60 l/s. Le débit exploité qui est de 22 l/s est refoulé vers le château 1 par le biais d'une conduite en fonte diamètre 300.

Il a été réalisé en 1986.

La durée journalière de pompage est de 16 heures à la moyenne.

Ce forage dont l'adduction était en rénovation a été remis en service fin juillet 2004.

- **Naama 3 :**

Le forage Naama 3 est situé à l'est de l'agglomération chef lieu sur une voie menant vers Sebkhia à une distance d'environ 900 m de la ville.

Les coordonnées (X = 220.80 et Y = 300.10).

Sa profondeur atteint 460 m.

Il donne un débit de 60 l/s. Le débit exploité qui est de 42 l/s est refoulé vers le château 2 par le biais d'une conduite en fonte diamètre 300.

Il a été réalisé en 1987

La durée journalière de pompage est de 18 heures à la moyenne.

I.5.2) Capacité de stockage :

Les principaux ouvrages de stockage sont les deux châteaux d'une capacité de 500 m³ chacun.

Le premier château situé à limite Est près du C.F.P.A.

Le second château situé au centre près de la R.N n°6.

Leur hauteur totale est de 29 m environs.

1983 est la date de la mise en service, mis à part quelque fuite, l'état est jugé moyen.

Il existe un ancien château de 100 m³ plus une bêche destinés auparavant à alimenter l'ancien noyau de Naama ; il est actuellement hors service.

I.6) Apport :

Comme cité ci dessus ; l'apport en eau pour Naama se fait à partir de deux forages et qui donnent :

- **Naama 2**

Le débit d'exploitation est de 22 l/s pour 16 heures de fonctionnement par jour.

Apport journalier $22 * 16 * 3600 / 1000 = 1267.20$ m³/j

- **Naama 3**

Le débit d'exploitation est de 42 l/s pour 18 heures de fonctionnement par jour.

Apport journalier $42 * 18 * 3600 / 1000 = 2721.60$ m³/j

Ce qui nous donne un total de **3988.80 m³/j**

Pour le débit des deux forages qui donne 120 l/s ; l'apport journalier pour 20 heures de fonctionnement peut atteindre :

$120 * 20 * 3600 / 1000 = 8640$ m³/j

I.7) Conclusion:

Après avoir présenté la ville (géographie, topographie, géologie.....); on peut passer à les étapes suivantes nécessaires à l'élaboration de ce projet.

Chapitre II :
Les besoins en eaux et débit de
consommation

II.1) Introduction :

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires à une agglomération urbaine ou rurale n'est jamais faite avec certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner. En général, les besoins en eau potable à satisfaire sont évalués en deux phases :

Phase 1 :

- Appréciation des besoins unitaires actuels relatifs à chaque catégorie de consommation.
- Evaluation des besoins globaux actuels du périmètre d'aménagement.

Phase 2 :

- Prévision des besoins en eau pour le futur et ce pour différents horizons.

Notons que l'étude des prévisions doit tenir compte d'une double augmentation :

- Celle des besoins unitaires.
- Celle du nombre d'habitant.

L'évolution du mode de vie, et les déplacements de la population entraîne une augmentation rapide des besoins. Leur satisfaction nécessite des investissements considérables et suppose que les usagers puissent payer les services rendus à leur prix de revient.

II.2) Estimation de la population future :

En 2003 la population de la ville de NAAMA a été estimée à 8599 habitants (Source DPAT), pour l'année 2010, la population sera calculée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad (2.1)$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab).

P_0 : population de l'année de référence (hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population. [Égal à 2,7% dans cette région (Source DPAT)].

n : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

Dans notre cas : $P_0 = 8599$ hab.

$$\tau = 2.7\%$$

$$n = 7 \text{ ans } [2003 \div 2010]$$

$P_{2010} = 10362$ hab.

Les calculs seront établis pour les deux cas (actuels et projeté). D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation précédente.

Le tableau 2.1 présente le nombre d'habitant pour les différents horizons.

Tableau 2.1 : Evaluation de la population de la ville de NAAMA pour différents horizon :

Années	Evaluation de la population [Hab]
2003	8599
2010	10362
2020	13526
2030	17655
2035	20170

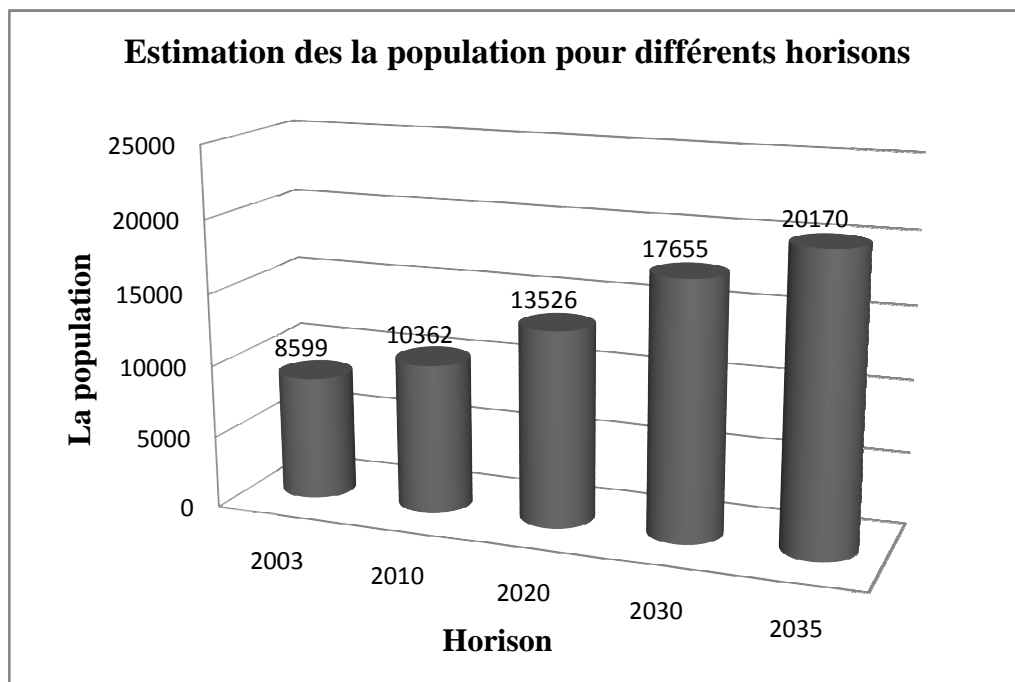


Figure 2.1 : Estimation de la population pour différents horizons :

II.3) Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy,j}} = (Q_i * N_i) / 1000 \text{ m}^3/\text{j} \quad (2.2)$$

Avec :

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

II.4) Débit de consommation moyen des équipements a l'état actuel :

En ce qui concerne les équipements, nous allons les récapituler dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Débit moyen des différents consommateurs (2010) :

Désignation	Spécification	Nombre	Dotation	Débit (l/s)	Débit (m ³ / j)
Domestiques		10362 habitants	180 l/j/hab	21,59	1865,16
Scolaires	1 ^{er} , 2eme et 3eme cycle lycée + C.F.P.A	5635 élèves	100 l/j/el	6,52	563,50
Sanitaires	salles de soins + polyclinique+ cabinets med. pharmacies	66* personnes	30 l/j/per	0,0229	1,987
	HOPITAL	60 lits	100 l/j/lit	0,069	6
Culturels et Cultuels	01 mosquée	2500* fidèles environs	25 l/j/per	0,723	62,5
Loisirs et Sports	infrastructures	1204* adhérents	20 l/j/per	0,278	24,075
	Bain douches	50* postes	200 l/poste	0,115	10
Commerciaux	Centres commerciaux	2250* m ²	5 l/j/m ²	0,13	11,25
	Divers commerces	161 employés	20 l/j/per	0,037	3,225
Administratifs	Diverses administrations	1235* employés	20 l/j/per	0,285	24,70
Arrosages	Espaces verts	4375* m ²	9 l/j/m ²	0,455	39,375
Activités ou Industries	Zone d'activité	30 ha	0.5 l/s/ha	15	1296
Total	/	/	/	45,23	3907,772

Donc :

$$Q_{\text{moy},j} = 3907,772 \text{ m}^3/j$$

II.5) Etude des variations des débits :

II.5.1) Variation des débits de consommation dans le temps :

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

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

II.6) Coefficient d'irrégularité :

II.6.1) Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max,j}$) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (2.3)$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend $K_{\max,j} = 1,3$ pour les besoins domestiques, par contre pour les besoins d'arrosage on prend $K_{\max,j} = 1$.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau.

II.6.2) Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min,j}$) :

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

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (2.4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{\min,j}$ varie de 0,7 à 0,9.

II.6.3) Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max,h} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy},h}} = \alpha_{\max} \beta_{\max} \quad (2.5)$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 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 2.3 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 2.3 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **10362 hab**, donc

$\beta_{\max} = 1,296$, d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1,3 * 1,296 = 1,685$$

$$K_{\max,h} = 1,685$$

II.6.4) Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy},h}} = \alpha_{\min} \beta_{\min} \quad (2.6)$$

Avec :

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

- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau 2.4 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 2.4 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

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

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,404$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,404 = 0,202$$

$$K_{\min,h} = 0,202$$

II.7) Détermination des débits journaliers :

II.7.1) Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

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

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\min,j} \quad (2.7)$$

On prend $K_{\min,j} = 0,8$ d'où $Q_{\min,j} = 0,8 * 3907,772 = 3126,219 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 3126,219 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.7.2) Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l’année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d’adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution.

Ce débit est calculé ainsi :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\max,j} \quad (2.8)$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d’irrégularité maximale journalière.

Le calcul se fait dans le tableau 2.5 :

Tableau 2.5 : Calcul de la consommation maximale journalière

Nature des Consommations	Débit moyen journalier Q_{moy} [m^3/j]	Coefficient d’irrégularité [K_j]	Débit maximum journalier $Q_{\max,j}$ [m^3/j]
1- Agglomération domestique	1865,16	1,3	2424,708
Administratifs	24,70	1,3	32,11
Scolaires	563,50	1,3	732,55
Sanitaires	7,987	1,3	10,3831
Activités ou Industries	1296	1,3	1684.8
Commerciaux	14,475	1,3	18,8175
Loisirs et sports	34,075	1,3	44,2975
Socioculturels	62,5	1,3	81,25
2- Arrosages jardins	39,375	1	39,375
Rues		1	
		Total	5068,2911

Donc :

$$Q_{\max,j} = 5068,2911 \text{m}^3/\text{j}$$

II.8) 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.8.1) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

Avec :
$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}}/24 \text{ m}^3/\text{h} \quad (2.9)$$

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

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

Donc : $Q_{\text{moy,h}} = 5068,2911/24 = 211,179 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{moy,h}} = 211,179 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.8.2) 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 :

Avec :
$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} * Q_{\text{moy,h}} \text{ m}^3/\text{h} \quad (2.10)$$

Avec :

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

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

On a donc :

$$Q_{\text{max,h}} = 1,685. 211,179 = 355,836 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max,h}} = 355,836 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau 2.6 :

Tableau 2.6 : 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

Suite de tableau 2.6					
Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
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	6.50	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 les deux cas on choisie la répartition variant entre **10001** et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants actuels est de **10362** hab. et a l'horizon 2035 est de **20170** hab.) ; la durée d'arrosage pendant la journée est prévue cinq (5) heures.

Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau 2.7 :

Tableau 2.7 : Détermination le débit maximum horaire (2010) :

Horaire	Agglomération		Arrosage		Q _{max} journalier		Ordonnées de la courbe intégrale
	Q _{max,j} = 5028,9161		Q _{max,j} = 39,375		total = 5068,2911		
h	%	(m3/h)	%	(m3/h)	%	(m3/h)	%
0-1	1,5	75,4337			1,49	75,5175	1.49
1--2	1,5	75,4337			1,49	75,5175	2.98
2--3	1,5	75,4337			1,49	75,5175	4.47
3--4	1,5	75,4337			1,49	75,5175	5.96
4--5	2,5	125,7229			2,49	126,2004	8.45
5--6	3,5	176,0121			3,48	176,3765	11.93
6--7	4,5	226,3012	20	7,875	4,59	232,6346	16.52
7--8	5,5	276,5904	20	7,875	5,59	283,3175	22.11
8--9	6,25	314,3073	20	7,875	6,33	320,8228	28.44
9--10	6,25	314,3073			6,21	314,7409	34.65
10--11	6,25	314,3073			6,21	314,7409	40.86
11--12	6,25	314,3073			6,21	314,7409	47.07
12--13	5	251,4458			4,97	251,8941	52.04
13--14	5	251,4458			4,97	251,8941	57.01
14--15	5,5	276,5904			5,47	277,2355	62.48
15--16	6	301,7350			5,96	302,0701	68.44
16--17	6	301,7350	20	7,875	6,08	308,1521	74.52
17--18	5,5	276,5904	20	7,875	5,59	283,3175	80.11
18--19	5	251,4458			4,97	251,8941	85.08
19--20	4,5	226,3012			4,47	226,5526	89.55
20--21	4	201,1566			3,98	201,7180	93.53
21--22	3	150,8675			2,98	151,0351	96.51
22--23	2	100,5783			1,99	100,8590	98.50
23--24	1,5	75,4337			1,5	76,0244	100.00
TOTAL	100	5028,9161	100	39,375	100	5068,2911	

A partir de ce tableau on trouve :

$$Q_{\max,h} = 320,8228\text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 75,5175\text{m}^3/\text{h}$$

II.10) Détermination des graphiques de consommation (2010) :

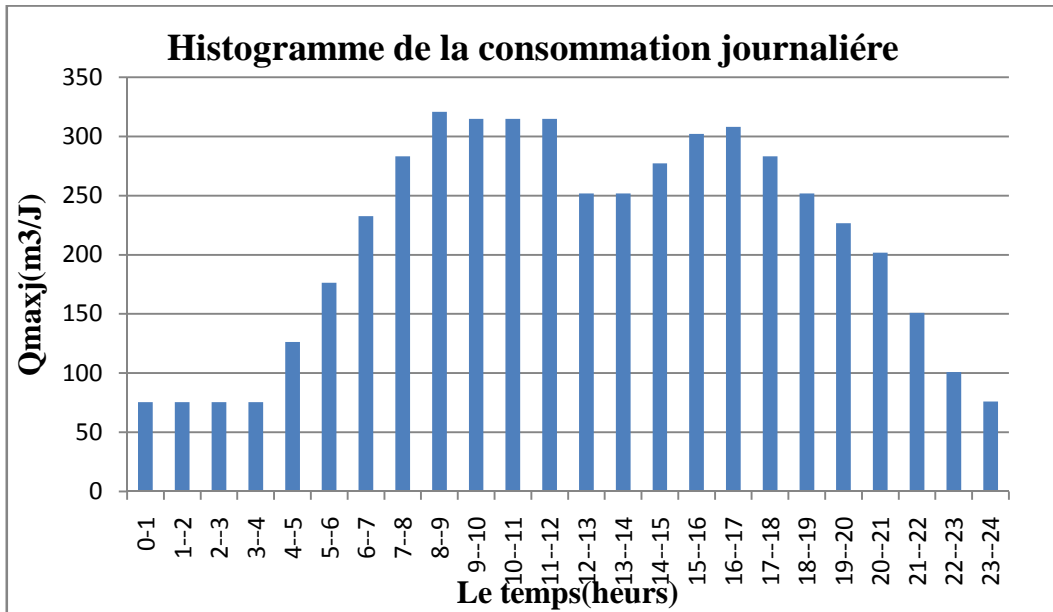


Figure 2.2 : Histogramme de consommation journalière.

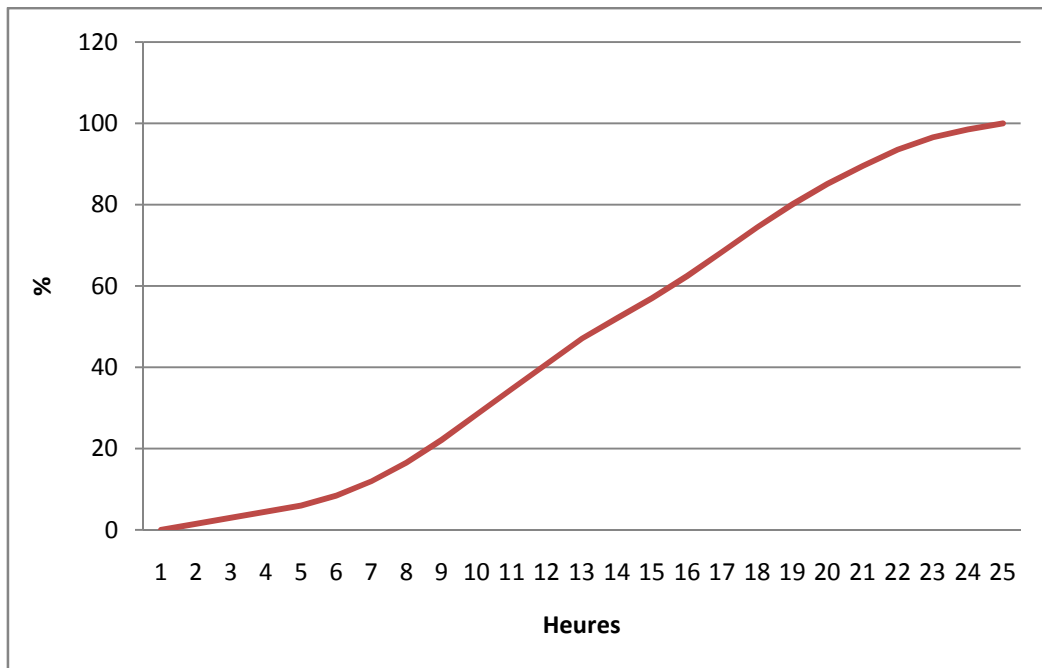


Figure 2.3 : La courbe intégrale.

II.11) Estimation de la population a l'horizon 2035 :

II.11.1) Calcul des besoins en eau :

Nous allons récapituler l'ensemble des débits moyens des différents consommateurs de l'horizon (2035) dans le tableau 2.8.

Tableau 2.8 : Calcul du débit moyen des équipements projetés a l'horizon 2035 :

Désignation	Spécification	Nombre	Dotation	Débit (l/s)	Débit (m ³ / j)
Domestiques		20170 habitants	180 l/j/hab	42,02	3630,6
Scolaires	1 ^{er} , 2eme et 3eme cycle lycée + C.F.P.A	7880 élèves	100 l/j/el	9,12	788
Sanitaires	salles de soins + polyclinique+ cabinets med. pharmacies	150 personnes	30 l/j/per	0,052	4,50
	HOPITAL	60 lits	100 l/j/lit	0,069	6
Culturels et Cultuels	01 mosquée	5660 fidèles environs	25 l/j/per	1,637	141,5
Loisirs et Sports	infrastructures	2725 adhérents	20 l/j/per	0,630	54,505
	Bain douches	113 postes	200 l/poste	0,262	22,64
Commerciaux	Centres commerciaux	5094 m ²	5 l/j/m ²	0,294	25,47
	Divers commerces	365 employés	20 l/j/per	0,084	7,30
Administratifs	Diverses administrations	2796 employés	20 l/j/per	0,647	55,92
Arrosages	Espaces verts	9905 m ²	9 l/j/m ²	1,0317	89,145
Activités ou Industries	Zone d'activité	30 ha	0,5 l/s/ha	15	1296
Total	/	/	/	70,85	6121,58

Donc :

$$Q_{\text{moy},j} = 6121,58 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.12) Détermination des débits journaliers :

II.12.1) Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\min,j}$$

On prend $K_{\min,j}=0,8$ d'où $Q_{\min,j} = 0,8 \cdot 6121,58 = 4897,264 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 4897,264 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.12.2) Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\max,j}$$

Le calcul se fait dans le tableau 2.9 :

Tableau 2.9 : Calcul de la consommation maximale journalière :

Nature des Consommations	Débit moyen journalier $Q_{\text{moy}} [\text{m}^3/\text{j}]$	Coefficient d'irrégularité $[K_j]$	Débit maximum journalier $Q_{\max,j} [\text{m}^3/\text{j}]$
<u>1- Agglomération</u> domestique	3630,6	1,3	4719,78
Administratifs	55,92	1,3	72,696
Scolaires	788	1,3	1024,4
Sanitaires	10,5	1,3	13,65
Activités ou Industries	1296	1,3	1684,8
Commerciaux	32,77	1,3	42,601
Loisirs et sports	77,145	1,3	100,289
Socioculturels	141,5	1,3	183,95
<u>2- Arrosages</u> jardins	89,145	1	89,145
Rues		1	
		Total	7931,3105

Donc :

$$Q_{\max,j} = 7931,3105 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.13) Détermination des débits horaires :

II.13.1) Débit moyen horaire :

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

Donc : $Q_{\text{moy,h}} = 7931,3105/24 = 330,471 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{moy,h}} = 330,471 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.13.2) Détermination du débit maximum horaire :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} * Q_{\text{moy,h}} \text{ m}^3/\text{h}$$

$Q_{\text{max,h}} = 1,5596 * 330,471 = 515,403 \text{ m}^3/\text{h}$

$$Q_{\text{max,h}} = 515,403 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau 2.10 : Détermination le débit maximum horaire :

Horaire	Agglomération		Arrosage		Q _{max} journalier		Ordonnées de la courbe intégrale
	Q _{max,j} = 7842,166		Q _{max,j} = 89,145		total = 7931,3105		
h	%	(m3/h)	%	(m3/h)	%	(m3/h)	%
0-1	1,5	117,6325			1,49	118,1765	1.49
1-2	1,5	117,6325			1,49	118,1765	2.98
2-3	1,5	117,6325			1,49	118,1765	4.47
3-4	1,5	117,6325			1,49	118,1765	5.96
4-5	2,5	196,0542			2,49	197,4896	8.45
5-6	3,5	274,4758			3,48	276,0096	11.93
6-7	4,5	352,8975	20	17,829	4,59	364,0472	16.52
7-8	5,5	431,3191	20	17,829	5,59	443,3603	22.11
8-9	6,25	490,1354	20	17,829	6,33	502,0520	28.44
9-10	6,25	490,1354			6,21	492,5344	34.65
10-11	6,25	490,1354			6,21	492,5344	40.86
11-12	6,25	490,1354			6,21	492,5344	47.07
12-13	5	392,1083			4,97	394,1861	52.04
13-14	5	392,1083			4,97	394,1861	57.01
14-15	5,5	431,3191			5,47	433,8427	62.48
15-16	6	470,5300			5,96	472,7061	68.44
16-17	6	470,5300	20	17,829	6,08	482,2237	74.52
17-18	5,5	431,3191	20	17,829	5,59	443,3603	80.11

Suite de tableau 2.10							
Horaire	Agglomération		Arrosage		Q _{max} journalier		Ordonnées de la courbe intégrale
	Q _{max,j} = 7842,166		Q _{max,j} = 89,145		total = 7931,3105		
18-19	5	392,1083			4,97	394,1861	85.08
19-20	4,5	352,8975			4,47	354,5296	89.55
20-21	4	313,6866			3,98	315,6662	93.53
21-22	3	235,2650			2,98	236,3531	96.51
22-23	2	156,8433			1,99	157,8331	98.50
23-24	1,5	117,6325			1,5	118,9697	100.00
TOTAL	100	7842,166	100	89,145	100	7931,3105	

A partir de ce tableau on trouve :

$$Q_{\max,h} = 502,0520\text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 118,1765\text{m}^3/\text{h}$$

II.14) Détermination des graphiques de consommation (2035) :

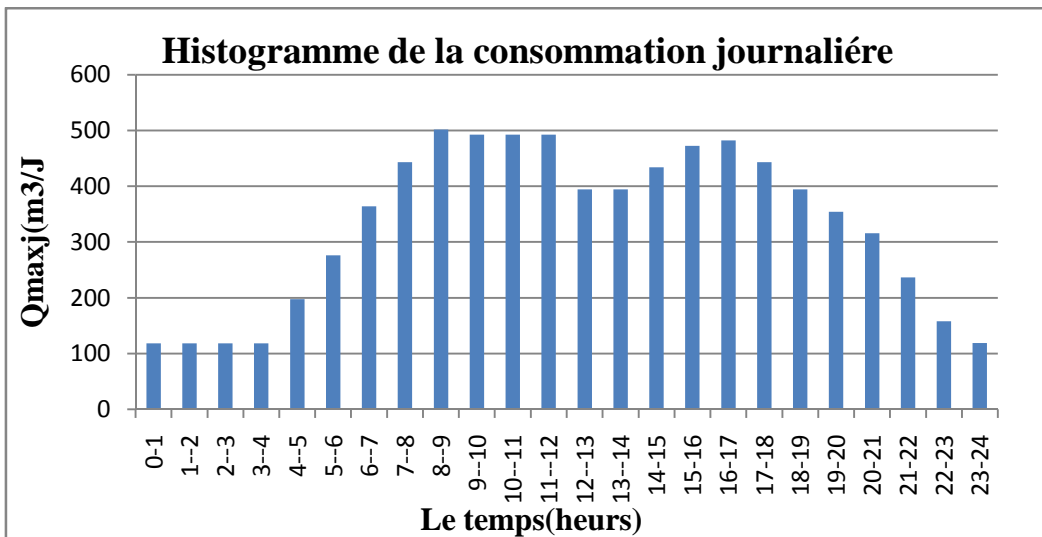


Figure 2.4 : Le graphique de consommation

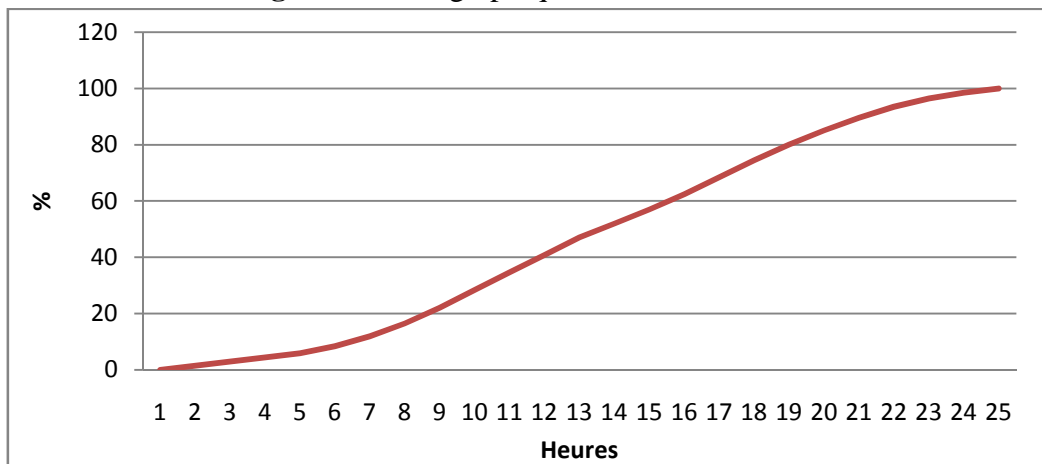


Figure 2.5 : La courbe intégrale.

II.15) Comparaison entre les ressources et les besoins :

A - Par rapport au débit exploité :

Tableau 2.11 : Comparaison entre l'apport journalier et les besoins journaliers pour les deux cas (débit de forage) :

Désignation	Apports journaliers (m ³ / j)	Besoins journaliers (m ³ / j)	Déficit (-) surplus (+) (m ³ / j)
Actuel (2010)	3988,80	5068,29	-1079,49
Long terme (2035)	3988,80	7931,31	-3942,51

Actuellement Naama enregistre un déficit de 1079,49m³/j. Ce dernier peut facilement être comblé par l'augmentation des durées de pompage (22heures de fonctionnement par jour pour chaque forage).

B - Par rapport au débit de forage :

Tableau 2.12 : Comparaison entre l'apport journalier et les besoins journaliers pour les deux cas (débit de forage) :

Désignation	Apports journaliers (m ³ / j)	Besoins journaliers (m ³ / j)	Déficit (-) surplus (+) (m ³ / j)
Actuel (2010)	8640	5068,29	+3751,71
Long terme (2035)	8640	7931,31	+708,69

Si les deux forages seront exploités, Naama sera à l'abri du déficit en eau et ce jusqu'au long Terme.

II.16.) Comparaison entre le volume calculé de réservoir et le volume existant :

II.16.1) Calcul de la capacité de réservoir pour le cas actuel :

Tableau 2.13 : détermination de la capacité du réservoir actuellement :

Heures	consommation horaires de $Q_{max;j}$	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir	
H	en %	en %	en %	en %	en %	
0--1	1,49	0		1,49		6,32
1--2	1,49	0		1,49	0	4,83
2--3	1,49	4,55	3,06		3,06	7,88

Suite de tableau 2.13						
Heures	consommation horaires de $Q_{max;j}$	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir	
3--4	1,49	4,55	3,06		6,11	10,94
4--5	2,49	4,55	2,06		8,17	12,99
5--6	3,48	4,55	1,07		9,23	14,06
6--7	4,59	4,55		0,04	9,19	14,01
7--8	5,59	4,55		1,04	8,14	12,97
8--9	6,33	4,55		1,78	6,36	11,19
9--10	6,21	4,55		1,66	4,69	9,52
10--11	6,21	4,55		1,66	3,03	7,86
11--12	6,21	4,55		1,66	1,36	6,19
12--13	4,97	4,55		0,42	0,94	5,77
13--14	4,97	4,55		0,42	0,52	5,34
14--15	5,47	4,55		0,92	-0,41	4,42
15--16	5,96	4,55		1,41	-1,82	3
16--17	6,08	4,55		1,53	-3,36	1,47
17--18	5,59	4,55		1,04	-4,4	0,42
18--19	4,97	4,55		0,42	-4,83	0
19--20	4,47	4,55	0,08		-4,75	0,08
20--21	3,98	4,55	0,57		-4,19	0,64
21--22	2,98	4,55	1,57		-2,62	2,21
22--23	1,99	4,55	2,56		-0,07	4,76
23--24	1,5	4,55	3,05		2,98	7,81
Total	100	100				

$$V_u = \frac{14,06 * 5068,29}{100} = 712,60 \text{ m}^3$$

Donc : $V_T = V_u + V_{inc} \Rightarrow V_T = 712,60 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3$ (2.11)

Donc :

$V_T = 832,60 \text{ m}^3$
--

Remarque :

La capacité totale des deux châteaux d'eau est de 1000 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à $832,60 \text{ m}^3$, donc la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins actuels de l'agglomération.

II.16.2) Calcul de la capacité de réservoir pour l’horizon 2035 :

Tableau 2.14 : détermination de la capacité du réservoir pour l’horizon 2035 :

Heures	consommation horaires de $Q_{\max;j}$	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir
H	en %	en %	en %	en %	en %
0--1	1,49	0		1,49	8,62
1--2	1,49	0		1,49	7,13
2--3	1,49	0		1,49	5,64
3--4	1,49	0		1,49	4,15
4--5	2,49	5	2,51		6,66
5--6	3,48	5	1,52		8,18
6--7	4,59	5	0,41		8,59
7--8	5,59	5		0,59	8
8--9	6,33	5		1,33	6,67
9--10	6,21	5		1,21	5,46
10--11	6,21	5		1,21	4,25
11--12	6,21	5		1,21	3,04
12--13	4,97	5	0,03		3,07
13--14	4,97	5	0,03		3,1
14--15	5,47	5		0,47	2,63
15--16	5,96	5		0,96	1,67
16--17	6,08	5		1,08	0,59
17--18	5,59	5		0,59	0
18--19	4,97	5	0,03		0,03
19--20	4,47	5	0,53		0,56
20--21	3,98	5	1,02		1,58
21--22	2,98	5	2,02		3,6
22--23	1,99	5	3,01		6,61
23--24	1,5	5	3,5		10,11
Total	100	100			

$$V_u = \frac{10,11 * 7931,31}{100} = 802,15,60 \text{ m}^3$$

Donc : $V_T = V_u + V_{inc} \Rightarrow V_T = 802,15 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3$

Donc :

$V_T = 921,86 \text{ m}^3$
--

Remarque :

La capacité totale des deux châteaux d'eau est de 1000 m³, alors que le volume calculé est estimé à 921,86 m³, donc la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de l'agglomération à l'horizon 2035.

Tableau 2.15 : Comparaison entre le volume calculé et le volume existant pour les deux cas :

Désignation	Capacité existante (m3)	Débit max. journalier (m3 / j)	Besoins en stockage (m3)	Déficit (-) surplus (+) (m3)
Actuel	1000	5458,23	832,60	167,4
Long terme	1000	11019,61	921,86	781,4

II.17) Conclusion :

D'après nos calculs, on a trouvé qu'il y a un déficit de 3942,51 m³/j à l'horizon 2035 et un déficit de 1079,49 m³/j pour l'état actuel. Ce dernier cas peut facilement être comblé par l'augmentation des durées de pompage à 22heures de fonctionnement par jour pour les deux forages.

Si les deux forages seront exploités, Naama sera à l'abri du déficit en eau et ce jusqu'au long Terme (Horizon 2035) .Et la capacité de stockage existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de l'agglomération actuel et à l'horizon 2035.

Chapitre III :
**Simulation hydraulique du réseau
existant**

III.1) Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **WATERCAD**, en vue l'étudier. C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se repérer aux hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées (bâtiments, etc....). Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits route pour chaque tronçon.

III.2) Description du logiciel WATER CAD :

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Methods. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel (La version 8XM).

III.2.1) Fonction et application :

Le modèle Water CAD® a pour objectif une 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.

Voici quelques exemples :

- La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:
- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Préciser l'usage des stations de re-chloration (ou autres retraitements) en réseau;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

III.3) Détermination des débits (routes et nodaux) :

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.

Donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution considère les deux cas de fonctionnement les plus usuels, à savoir :

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

III.3.1) cas de pointe :

D'après le chapitre II de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 09h

$$Q_{pte} = 89,12 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

Débit route : Q_{rte}

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \quad (3.1)$$

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

Donc $Q_{rte} = Q_{pte} = 89,12 \text{ l/s}$

III.3.1.1) Débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique

Q_{spi} qui est égal à :

$$Q_{sp} = Q_r / \sum L_i \quad (\text{l/s/ml}) \quad (3.2)$$

Avec : $Q_r = Q_{pt} = 89,12 \text{ l/s}$

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons = 29867,98m.

Donc $Q_{sp} = 89,12/29867,98 = 0,00298 \text{ l/s/ml}$

$$\boxed{Q_{sp} = 0.00298 \text{ l/s/ml}}$$

III.3.1.2) Débit en route pour chaque tronçon:

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

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \text{ (l/s)}$$

Avec: L_i : la longueur de tronçon

III.3.1.3) Débit aux nœuds :

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

$$Q_{ni} = 0,5\sum q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad (l/s) \quad (3.3)$$

Avec : Q_{ni} : débit au nœud,

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré (Q_{conc} : est nul)

$\sum q_{ri}$: somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 3.1

Tableau 3.1 : Calculs des débits routes et nodaux:

Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-1	P-1	37,28	0,00298	0,111	0,056	1,015
	P-2	61,86	0,00298	0,184	0,092	
	P-14	581,96	0,00298	1,734	0,867	
J-2	P-2	61,86	0,00298	0,184	0,092	0,757
	P-3	18,33	0,00298	0,055	0,027	
	P-185	428,13	0,00298	1,276	0,638	
J-3	P-3	18,33	0,00298	0,055	0,027	0,799
	P-4	375,82	0,00298	1,120	0,560	
	P-5	141,9	0,00298	0,423	0,211	
J-4	P-4	375,82	0,00298	1,120	0,560	0,934
	P-5	141,9	0,00298	0,423	0,211	
	P-6	109,21	0,00298	0,325	0,163	
J-5	P-6	109,21	0,00298	0,325	0,163	1,281
	P-7	507,42	0,00298	1,512	0,756	
	P-8	242,87	0,00298	0,724	0,362	
J-6	P-7	507,42	0,00298	1,512	0,756	1,040
	P-10	24,44	0,00298	0,073	0,036	
	P-211	166,19	0,00298	0,495	0,248	
J-7	P-205	471,69	0,00298	1,406	0,703	0,849
	P-206	74,2	0,00298	0,221	0,111	
	P-212	23,73	0,00298	0,071	0,035	
J-8	P-8	242,87	0,00298	0,724	0,362	0,772
	P-9	85,62	0,00298	0,255	0,128	
	P-211	166,19	0,00298	0,495	0,248	
	P-212	23,73	0,00298	0,071	0,035	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-9	P-9	85,62	0,00298	0,255	0,128	0,128
J-10	P-10	24,44	0,00298	0,073	0,036	0,442
	P-11	38,59	0,00298	0,115	0,057	
	P-197	233,5	0,00298	0,696	0,348	
J-11	P-11	38,59	0,00298	0,115	0,057	0,770
	P-12	223,61	0,00298	0,666	0,333	
	P-13	254,74	0,00298	0,759	0,380	
J-12	P-12	223,61	0,00298	0,666	0,333	0,333
J-13	P-13	254,74	0,00298	0,759	0,380	0,380
J-14	P-14	581,96	0,00298	1,734	0,867	1,724
	P-15	4,09	0,00298	0,012	0,006	
	P-207	571,09	0,00298	1,702	0,851	
J-15	P-15	4,09	0,00298	0,012	0,006	0,235
	P-16	49,95	0,00298	0,149	0,074	
	P-21	103,54	0,00298	0,309	0,154	
J-16	P-16	49,95	0,00298	0,149	0,074	0,221
	P-17	46,44	0,00298	0,138	0,069	
	P-18	52,06	0,00298	0,155	0,078	
J-17	P-17	46,44	0,00298	0,138	0,069	0,069
J-18	P-18	52,06	0,00298	0,155	0,078	0,410
	P-19	131,7	0,00298	0,392	0,196	
	P-24	91,64	0,00298	0,273	0,137	
J-19	P-19	131,7	0,00298	0,392	0,196	0,478
	P-20	97,93	0,00298	0,292	0,146	
	P-22	91,35	0,00298	0,272	0,136	
J-20	P-20	97,93	0,00298	0,292	0,146	0,480
	P-21	103,54	0,00298	0,309	0,154	
	P-53	120,81	0,00298	0,360	0,180	
J-21	P-22	91,35	0,00298	0,272	0,136	0,414
	P-23	131,22	0,00298	0,391	0,196	
	P-27	55,43	0,00298	0,165	0,083	
J-22	P-23	131,22	0,00298	0,391	0,196	0,703
	P-24	91,64	0,00298	0,273	0,137	
	P-25	248,83	0,00298	0,742	0,371	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-23	P-25	248,83	0,00298	0,742	0,371	0,725
	P-26	43,35	0,00298	0,129	0,065	
	P-28	194,7	0,00298	0,580	0,290	
J-24	P-26	43,35	0,00298	0,129	0,065	0,213
	P-27	55,43	0,00298	0,165	0,083	
	P-208	44,44	0,00298	0,132	0,066	
J-25	P-28	194,7	0,00298	0,580	0,290	0,720
	P-29	87,35	0,00298	0,260	0,130	
	P-33	201,21	0,00298	0,600	0,300	
J-26	P-29	87,35	0,00298	0,260	0,130	0,894
	P-30	310,18	0,00298	0,924	0,462	
	P-32	202,26	0,00298	0,603	0,301	
J-27	P-30	310,18	0,00298	0,924	0,462	0,696
	P-31	106,4	0,00298	0,317	0,159	
	P-37	50,84	0,00298	0,152	0,076	
J-28	P-31	106,4	0,00298	0,317	0,159	0,563
	P-32	202,26	0,00298	0,603	0,301	
	P-35	68,88	0,00298	0,205	0,103	
J-29	P-33	201,21	0,00298	0,600	0,300	0,459
	P-34	20,57	0,00298	0,061	0,031	
	P-44	86,42	0,00298	0,258	0,129	
J-30	P-34	20,57	0,00298	0,061	0,031	0,512
	P-35	68,88	0,00298	0,205	0,103	
	P-36	253,86	0,00298	0,757	0,378	
J-31	P-36	253,86	0,00298	0,757	0,378	0,470
	P-37	50,84	0,00298	0,152	0,076	
	P-38	10,55	0,00298	0,031	0,016	
J-32	P-38	10,55	0,00298	0,031	0,016	0,897
	P-39	20,22	0,00298	0,060	0,030	
	P-207	571,09	0,00298	1,702	0,851	
J-33	P-39	20,22	0,00298	0,060	0,030	0,524
	P-40	7,99	0,00298	0,024	0,012	
	P-43	323,15	0,00298	0,963	0,481	
J-34	P-40	7,99	0,00298	0,024	0,012	0,526
	P-41	124,25	0,00298	0,370	0,185	
	P-42	220,58	0,00298	0,657	0,329	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-35	P-41	124,25	0,00298	0,370	0,185	0,589
	P-42	220,58	0,00298	0,657	0,329	
	P-198	50,77	0,00298	0,151	0,076	
J-36	P-199	471,28	0,00298	1,404	0,702	0,911
	P-200	113,42	0,00298	0,338	0,169	
	P-201	26,68	0,00298	0,080	0,040	
J-37	P-43	323,15	0,00298	0,963	0,481	0,481
J-38	P-44	86,42	0,00298	0,258	0,129	1,059
	P-45	220,25	0,00298	0,656	0,328	
	P-55	403,77	0,00298	1,203	0,602	
J-39	P-45	220,25	0,00298	0,656	0,328	0,328
J-40	P-46	45,64	0,00298	0,136	0,068	0,736
	P-55	403,77	0,00298	1,203	0,602	
	P-208	44,44	0,00298	0,132	0,066	
J-41	P-46	45,64	0,00298	0,136	0,068	0,337
	P-47	27,15	0,00298	0,081	0,040	
	P-52	153,31	0,00298	0,457	0,228	
J-42	P-47	27,15	0,00298	0,081	0,040	0,475
	P-48	66,07	0,00298	0,197	0,098	
	P-56	225,73	0,00298	0,673	0,336	
J-43	P-48	66,07	0,00298	0,197	0,098	0,652
	P-49	289,28	0,00298	0,862	0,431	
	P-51	82,3	0,00298	0,245	0,123	
J-44	P-49	289,28	0,00298	0,862	0,431	0,727
	P-50	70,16	0,00298	0,209	0,105	
	P-62	128,31	0,00298	0,382	0,191	
J-45	P-50	70,16	0,00298	0,209	0,105	0,607
	P-51	82,3	0,00298	0,245	0,123	
	P-63	255,22	0,00298	0,761	0,380	
J-46	P-52	153,31	0,00298	0,457	0,228	0,789
	P-53	120,81	0,00298	0,360	0,180	
	P-54	255,2	0,00298	0,760	0,380	
J-47	P-54	255,2	0,00298	0,760	0,380	0,961
	P-99	21,65	0,00298	0,065	0,032	
	P-103	315,61	0,00298	0,941	0,470	
	P-209	52,44	0,00298	0,156	0,078	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-48	P-56	225,73	0,00298	0,673	0,336	1,391
	P-57	419,59	0,00298	1,250	0,625	
	P-69	288,01	0,00298	0,858	0,429	
J-49	P-57	419,59	0,00298	1,250	0,625	1,135
	P-58	94,86	0,00298	0,283	0,141	
	P-61	247,52	0,00298	0,738	0,369	
J-50	P-58	94,86	0,00298	0,283	0,141	0,676
	P-59	244,38	0,00298	0,728	0,364	
	P-60	114,17	0,00298	0,340	0,170	
J-51	P-59	244,38	0,00298	0,728	0,364	0,903
	P-60	114,17	0,00298	0,340	0,170	
	P-61	247,52	0,00298	0,738	0,369	
J-52	P-62	128,31	0,00298	0,382	0,191	0,887
	P-63	255,22	0,00298	0,761	0,380	
	P-64	211,65	0,00298	0,631	0,315	
J-53	P-64	211,65	0,00298	0,631	0,315	0,783
	P-65	179,8	0,00298	0,536	0,268	
	P-75	134,21	0,00298	0,400	0,200	
J-54	P-65	179,8	0,00298	0,536	0,268	0,601
	P-66	89,17	0,00298	0,266	0,133	
	P-73	134,67	0,00298	0,401	0,201	
J-55	P-66	89,17	0,00298	0,266	0,133	0,502
	P-67	184,75	0,00298	0,551	0,275	
	P-68	63,2	0,00298	0,188	0,094	
J-56	P-67	184,75	0,00298	0,551	0,275	0,275
J-57	P-68	63,2	0,00298	0,188	0,094	0,977
	P-69	288,01	0,00298	0,858	0,429	
	P-70	304,17	0,00298	0,906	0,453	
J-58	P-70	304,17	0,00298	0,906	0,453	0,753
	P-71	91,48	0,00298	0,273	0,136	
	P-80	109,67	0,00298	0,327	0,163	
J-59	P-71	91,48	0,00298	0,273	0,136	0,528
	P-72	79,5	0,00298	0,237	0,118	
	P-77	183,32	0,00298	0,546	0,273	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-60	P-72	79,5	0,00298	0,237	0,118	0,592
	P-73	134,67	0,00298	0,401	0,201	
	P-74	183,2	0,00298	0,546	0,273	
J-61	P-74	183,2	0,00298	0,546	0,273	0,597
	P-75	134,21	0,00298	0,400	0,200	
	P-76	83,24	0,00298	0,248	0,124	
J-62	P-76	83,24	0,00298	0,248	0,124	0,533
	P-77	183,32	0,00298	0,546	0,273	
	P-78	91,43	0,00298	0,272	0,136	
J-63	P-78	91,43	0,00298	0,272	0,136	0,639
	P-79	254,54	0,00298	0,759	0,379	
	P-81	83,04	0,00298	0,247	0,124	
J-64	P-79	254,54	0,00298	0,759	0,379	0,612
	P-80	109,67	0,00298	0,327	0,163	
	P-177	46,27	0,00298	0,138	0,069	
J-65	P-81	83,04	0,00298	0,247	0,124	0,188
	P-82	23,49	0,00298	0,070	0,035	
	P-85	19,31	0,00298	0,058	0,029	
J-66	P-82	23,49	0,00298	0,070	0,035	0,226
	P-83	106,15	0,00298	0,316	0,158	
	P-84	22,16	0,00298	0,066	0,033	
J-67	P-83	106,15	0,00298	0,316	0,158	0,158
J-68	P-84	22,16	0,00298	0,066	0,033	0,033
J-69	P-85	19,31	0,00298	0,058	0,029	0,634
	P-86	396,59	0,00298	1,182	0,591	
	P-125	9,33	0,00298	0,028	0,014	
J-70	P-86	396,59	0,00298	1,182	0,591	0,837
	P-87	82,86	0,00298	0,247	0,123	
	P-88	82,28	0,00298	0,245	0,123	
J-71	P-87	82,86	0,00298	0,247	0,123	0,123
J-72	P-88	82,28	0,00298	0,245	0,123	0,247
	P-89	31,23	0,00298	0,093	0,047	
	P-209	52,44	0,00298	0,156	0,078	
J-73	P-89	31,23	0,00298	0,093	0,047	0,215
	P-90	100,15	0,00298	0,298	0,149	
	P-92	12,67	0,00298	0,038	0,019	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-74	P-90	100,15	0,00298	0,298	0,149	0,270
	P-91	34,59	0,00298	0,103	0,052	
	P-97	46,75	0,00298	0,139	0,070	
J-75	P-91	34,59	0,00298	0,103	0,052	0,097
	P-92	12,67	0,00298	0,038	0,019	
	P-93	17,63	0,00298	0,053	0,026	
J-76	P-93	17,63	0,00298	0,053	0,026	0,135
	P-94	34,14	0,00298	0,102	0,051	
	P-95	38,92	0,00298	0,116	0,058	
J-77	P-94	34,14	0,00298	0,102	0,051	0,051
J-78	P-95	38,92	0,00298	0,116	0,058	0,316
	P-96	25,53	0,00298	0,076	0,038	
	P-98	147,64	0,00298	0,440	0,220	
J-79	P-96	25,53	0,00298	0,076	0,038	0,328
	P-97	46,75	0,00298	0,139	0,070	
	P-98	147,64	0,00298	0,440	0,220	
J-80	P-99	21,65	0,00298	0,065	0,032	0,784
	P-100	338,1	0,00298	1,008	0,504	
	P-101	166,22	0,00298	0,495	0,248	
J-81	P-100	338,1	0,00298	1,008	0,504	0,873
	P-101	166,22	0,00298	0,495	0,248	
	P-102	81,51	0,00298	0,243	0,121	
J-82	P-102	81,51	0,00298	0,243	0,121	0,121
J-83	P-103	315,61	0,00298	0,941	0,470	0,670
	P-104	76,28	0,00298	0,227	0,114	
	P-105	57,48	0,00298	0,171	0,086	
J-84	P-105	57,48	0,00298	0,171	0,086	0,635
	P-106	112,18	0,00298	0,334	0,167	
	P-108	256,66	0,00298	0,765	0,382	
J-85	P-106	112,18	0,00298	0,334	0,167	0,614
	P-107	288,28	0,00298	0,859	0,430	
	P-111	11,7	0,00298	0,035	0,017	
J-86	P-107	288,28	0,00298	0,859	0,430	0,430
J-87	P-108	256,66	0,00298	0,765	0,382	0,656
	P-109	105,19	0,00298	0,313	0,157	
	P-110	78,71	0,00298	0,235	0,117	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-88	P-109	105,19	0,00298	0,313	0,157	0,157
J-89	P-110	78,71	0,00298	0,235	0,117	0,436
	P-140	72,28	0,00298	0,215	0,108	
	P-142	141,76	0,00298	0,422	0,211	
J-90	P-111	11,7	0,00298	0,035	0,017	0,450
	P-112	197,72	0,00298	0,589	0,295	
	P-122	92,35	0,00298	0,275	0,138	
J-91	P-112	197,72	0,00298	0,589	0,295	0,627
	P-113	54,8	0,00298	0,163	0,082	
	P-121	168,46	0,00298	0,502	0,251	
J-92	P-113	54,8	0,00298	0,163	0,082	0,226
	P-114	50,37	0,00298	0,150	0,075	
	P-115	46,71	0,00298	0,139	0,070	
J-93	P-114	50,37	0,00298	0,150	0,075	0,075
J-94	P-115	46,71	0,00298	0,139	0,070	0,381
	P-116	140,02	0,00298	0,417	0,209	
	P-141	69	0,00298	0,206	0,103	
J-95	P-116	140,02	0,00298	0,417	0,209	0,593
	P-117	126,7	0,00298	0,378	0,189	
	P-136	131,37	0,00298	0,391	0,196	
J-96	P-117	126,7	0,00298	0,378	0,189	0,445
	P-118	37,23	0,00298	0,111	0,055	
	P-137	134,45	0,00298	0,401	0,200	
J-97	P-118	37,23	0,00298	0,111	0,055	0,388
	P-119	127,22	0,00298	0,379	0,190	
	P-130	96,04	0,00298	0,286	0,143	
J-98	P-119	127,22	0,00298	0,379	0,190	0,591
	P-120	170,68	0,00298	0,509	0,254	
	P-128	98,49	0,00298	0,294	0,147	
J-99	P-120	170,68	0,00298	0,509	0,254	0,651
	P-121	168,46	0,00298	0,502	0,251	
	P-123	97,5	0,00298	0,291	0,145	
J-100	P-122	92,35	0,00298	0,275	0,138	0,547
	P-123	97,5	0,00298	0,291	0,145	
	P-124	177,04	0,00298	0,528	0,264	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-101	P-124	177,04	0,00298	0,528	0,264	0,590
	P-125	9,33	0,00298	0,028	0,014	
	P-126	209,37	0,00298	0,624	0,312	
J-102	P-126	209,37	0,00298	0,624	0,312	0,453
	P-127	22,52	0,00298	0,067	0,034	
	P-203	72,2	0,00298	0,215	0,108	
J-103	P-127	22,52	0,00298	0,067	0,034	0,367
	P-128	98,49	0,00298	0,294	0,147	
	P-129	125,14	0,00298	0,373	0,186	
J-104	P-129	125,14	0,00298	0,373	0,186	0,533
	P-130	96,04	0,00298	0,286	0,143	
	P-131	136,32	0,00298	0,406	0,203	
J-105	P-131	136,32	0,00298	0,406	0,203	0,738
	P-132	47,58	0,00298	0,142	0,071	
	P-151	79,69	0,00298	0,237	0,119	
	P-156	231,9	0,00298	0,691	0,346	
J-106	P-132	47,58	0,00298	0,142	0,071	0,368
	P-133	84,07	0,00298	0,251	0,125	
	P-159	115,59	0,00298	0,344	0,172	
J-107	P-133	84,07	0,00298	0,251	0,125	0,433
	P-134	71,95	0,00298	0,214	0,107	
	P-137	134,45	0,00298	0,401	0,200	
J-108	P-134	71,95	0,00298	0,214	0,107	0,366
	P-135	56,04	0,00298	0,167	0,083	
	P-166	117,64	0,00298	0,351	0,175	
J-109	P-135	56,04	0,00298	0,167	0,083	0,486
	P-136	131,37	0,00298	0,391	0,196	
	P-138	138,51	0,00298	0,413	0,206	
J-110	P-138	138,51	0,00298	0,413	0,206	0,535
	P-139	117,59	0,00298	0,350	0,175	
	P-148	102,83	0,00298	0,306	0,153	
J-111	P-139	117,59	0,00298	0,350	0,175	0,386
	P-140	72,28	0,00298	0,215	0,108	
	P-141	69	0,00298	0,206	0,103	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-112	P-142	141,76	0,00298	0,422	0,211	0,589
	P-143	110,96	0,00298	0,331	0,165	
	P-144	142,83	0,00298	0,426	0,213	
J-113	P-143	110,96	0,00298	0,331	0,165	0,165
J-114	P-144	142,83	0,00298	0,426	0,213	0,383
	P-145	18,28	0,00298	0,054	0,027	
	P-172	95,95	0,00298	0,286	0,143	
J-115	P-145	18,28	0,00298	0,054	0,027	0,469
	P-146	56,96	0,00298	0,170	0,085	
	P-147	239,65	0,00298	0,714	0,357	
J-116	P-146	56,96	0,00298	0,170	0,085	0,085
J-117	P-147	239,65	0,00298	0,714	0,357	0,357
J-118	P-148	102,83	0,00298	0,306	0,153	0,526
	P-165	184,41	0,00298	0,550	0,275	
	P-210	65,71	0,00298	0,196	0,098	
J-119	P-149	13,69	0,00298	0,041	0,020	0,464
	P-150	225,36	0,00298	0,672	0,336	
	P-203	72,2	0,00298	0,215	0,108	
J-120	P-150	225,36	0,00298	0,672	0,336	0,489
	P-151	79,69	0,00298	0,237	0,119	
	P-152	23,26	0,00298	0,069	0,035	
J-121	P-152	23,26	0,00298	0,069	0,035	0,344
	P-153	143,96	0,00298	0,429	0,215	
	P-154	63,35	0,00298	0,189	0,094	
J-122	P-153	143,96	0,00298	0,429	0,215	0,603
	P-154	63,35	0,00298	0,189	0,094	
	P-155	197,5	0,00298	0,589	0,294	
J-123	P-155	197,5	0,00298	0,589	0,294	0,713
	P-156	231,9	0,00298	0,691	0,346	
	P-157	49,3	0,00298	0,147	0,073	
J-124	P-157	49,3	0,00298	0,147	0,073	0,429
	P-158	119,69	0,00298	0,357	0,178	
	P-160	119,05	0,00298	0,355	0,177	
J-125	P-158	119,69	0,00298	0,357	0,178	0,532
	P-159	115,59	0,00298	0,344	0,172	
	P-163	121,44	0,00298	0,362	0,181	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-126	P-160	119,05	0,00298	0,355	0,177	0,410
	P-161	37,95	0,00298	0,113	0,057	
	P-171	118,22	0,00298	0,352	0,176	
J-127	P-161	37,95	0,00298	0,113	0,057	0,463
	P-162	77,94	0,00298	0,232	0,116	
	P-167	194,69	0,00298	0,580	0,290	
J-128	P-162	77,94	0,00298	0,232	0,116	0,346
	P-163	121,44	0,00298	0,362	0,181	
	P-164	33,1	0,00298	0,099	0,049	
J-129	P-164	33,1	0,00298	0,099	0,049	0,499
	P-165	184,41	0,00298	0,550	0,275	
	P-166	117,64	0,00298	0,351	0,175	
J-130	P-167	194,69	0,00298	0,580	0,290	0,440
	P-168	34,79	0,00298	0,104	0,052	
	P-210	65,71	0,00298	0,196	0,098	
J-131	P-168	34,79	0,00298	0,104	0,052	0,220
	P-169	16,98	0,00298	0,051	0,025	
	P-172	95,95	0,00298	0,286	0,143	
J-132	P-169	16,98	0,00298	0,051	0,025	0,213
	P-170	60,23	0,00298	0,179	0,090	
	P-173	65,7	0,00298	0,196	0,098	
J-133	P-170	60,23	0,00298	0,179	0,090	0,433
	P-171	118,22	0,00298	0,352	0,176	
	P-174	111,93	0,00298	0,334	0,167	
J-134	P-173	65,7	0,00298	0,196	0,098	0,793
	P-174	111,93	0,00298	0,334	0,167	
	P-175	94,18	0,00298	0,281	0,140	
	P-176	260,65	0,00298	0,777	0,388	
J-135	P-175	94,18	0,00298	0,281	0,140	0,140
J-136	P-176	260,65	0,00298	0,777	0,388	0,388
J-137	P-177	46,27	0,00298	0,138	0,069	0,789
	P-202	198,42	0,00298	0,591	0,296	
	P-214	284,81	0,00298	0,849	0,424	
J-138	P-180	20,19	0,00298	0,060	0,030	0,178
	P-183	56,37	0,00298	0,168	0,084	
	P-213	42,68	0,00298	0,127	0,064	

Suite de tableau 3.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-139	P-178	70,92	0,00298	0,211	0,106	0,106
J-140	P-179	406,23	0,00298	1,211	0,605	0,605
J-141	P-180	20,19	0,00298	0,060	0,030	0,493
	P-181	149,66	0,00298	0,446	0,223	
	P-182	160,82	0,00298	0,479	0,240	
J-142	P-181	149,66	0,00298	0,446	0,223	0,223
J-143	P-182	160,82	0,00298	0,479	0,240	0,240
J-144	P-183	56,37	0,00298	0,168	0,084	0,996
	P-184	413,65	0,00298	1,233	0,616	
	P-202	198,42	0,00298	0,591	0,296	
J-145	P-184	413,65	0,00298	1,233	0,616	0,616
J-146	P-185	428,13	0,00298	1,276	0,638	1,730
	P-186	357,65	0,00298	1,066	0,533	
	P-187	375,55	0,00298	1,119	0,560	
J-147	P-186	357,65	0,00298	1,066	0,533	0,533
J-148	P-187	375,55	0,00298	1,119	0,560	1,296
	P-188	279,38	0,00298	0,833	0,416	
	P-189	215,19	0,00298	0,641	0,321	
J-149	P-188	279,38	0,00298	0,833	0,416	0,416
J-150	P-189	215,19	0,00298	0,641	0,321	1,473
	P-190	117,57	0,00298	0,350	0,175	
	P-191	253,59	0,00298	0,756	0,378	
	P-196	402,28	0,00298	1,199	0,599	
J-151	P-190	117,57	0,00298	0,350	0,175	0,175
J-152	P-191	253,59	0,00298	0,756	0,378	1,081
	P-192	319,57	0,00298	0,952	0,476	
	P-195	152,01	0,00298	0,453	0,226	
J-153	P-192	319,57	0,00298	0,952	0,476	0,804
	P-193	157,03	0,00298	0,468	0,234	
	P-194	63,1	0,00298	0,188	0,094	
J-154	P-193	157,03	0,00298	0,468	0,234	0,234
J-155	P-194	63,1	0,00298	0,188	0,094	0,094
J-156	P-195	152,01	0,00298	0,453	0,226	0,226
J-157	P-196	402,28	0,00298	1,199	0,599	0,599
J-158	P-197	233,5	0,00298	0,696	0,348	0,348

Suite de tableau 3.1

Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-159	P-198	50,77	0,00298	0,151	0,076	0,947
	P-199	471,28	0,00298	1,404	0,702	
	P-200	113,42	0,00298	0,338	0,169	
J-160	P-201	26,68	0,00298	0,080	0,040	0,040
J-161	P-204	172,05	0,00298	0,513	0,256	1,070
	P-205	471,69	0,00298	1,406	0,703	
	P-206	74,2	0,00298	0,221	0,111	
J-162	P-204	172,05	0,00298	0,513	0,256	0,256
J-163	P-178	70,92	0,00298	0,211	0,106	1,199
	P-179	406,23	0,00298	1,211	0,605	
	P-213	42,68	0,00298	0,127	0,064	
	P-214	284,81	0,00298	0,849	0,424	

III.3.1.4) Résultats de la simulation :

Tableau 3.2 : Résultat de la simulation sur les nœuds :

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H2O)
J-1	517,9	0,96	552,84	34,9
J-2	517,94	0,76	552,72	34,7
J-3	517,93	0,8	552,69	34,7
J-4	517,89	0,93	552,55	34,6
J-5	517,83	1,28	552,45	34,5
J-6	517,21	1,07	551,8	34,5
J-7	517,75	0,57	551,94	34,1
J-8	517,7	0,44	551,97	34,2
J-9	517,52	0,13	551,96	34,4
J-10	517,15	0,44	551,75	34,5
J-11	517,04	0,77	551,71	34,6
J-12	517,15	0,33	551,64	34,4
J-13	516,98	0,38	551,6	34,6
J-14	516,44	1,72	551,92	35,4
J-15	516,45	0,23	551,92	35,4
J-16	516,3	0,22	551,83	35,5
J-17	516,49	0,07	551,83	35,3
J-18	516,52	0,41	551,75	35,2
J-19	515,55	0,48	551,62	36
J-20	516,51	0,48	551,76	35,2
J-21	515,79	0,41	551,48	35,6
J-22	516,7	0,57	551,55	34,8
J-23	515,56	0,72	551,36	35,7
J-24	515,75	0,21	551,39	35,6

Suite de tableau 3.2				
Nœud	Élévation (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H ₂ O)
J-25	516,34	0,72	551,27	34,9
J-26	516,92	0,89	551,26	34,3
J-27	519,33	0,69	551,27	31,9
J-28	517,74	0,56	551,27	33,5
J-29	516,36	0,46	551,27	34,8
J-30	516,62	0,51	551,27	34,6
J-31	519,73	0,47	551,31	31,5
J-32	519,93	0,89	551,32	31,3
J-33	520,07	0,52	551,31	31,2
J-34	519,94	0,52	551,3	31,3
J-35	519,16	0,59	551,2	32
J-36	517,75	0,91	551,11	33,3
J-37	521,28	0,48	551,3	30
J-38	516,87	1,06	551,3	34,4
J-39	518,74	0,33	551,23	32,4
J-40	516,39	0,73	551,36	34,9
J-41	516,72	0,34	551,38	34,6
J-42	516,72	0,47	551,13	34,3
J-43	516,74	0,65	550,99	34,2
J-44	516,45	0,73	550,91	34,4
J-45	516,74	0,61	550,92	34,1
J-46	516,73	0,79	551,7	34,9
J-47	517,19	0,96	552,23	35
J-48	515,66	1,39	550,6	34,9
J-49	515,99	1,13	549,41	33,4
J-50	515,88	0,67	549,37	33,4
J-51	515,62	0,9	549,37	33,7
J-52	516,35	0,88	550,87	34,5
J-53	516,57	0,78	550,77	34,1
J-54	515,73	0,6	550,66	34,9
J-55	515,84	0,5	550,6	34,7
J-56	516,05	0,27	550,56	34,4
J-57	515,69	0,97	550,6	34,8
J-58	515,54	0,75	550,61	35
J-59	516,26	0,53	550,67	34,3
J-60	515,94	0,59	550,68	34,7
J-61	516,48	0,6	550,82	34,3
J-62	516,62	0,53	551,1	34,4
J-63	516,52	0,64	551,51	34,9
J-64	515,93	0,61	550,6	34,6
J-65	516,78	0,19	551,72	34,9
J-66	516,87	0,23	551,72	34,8
J-67	516,82	0,16	551,71	34,8
J-68	516,96	0,03	551,72	34,7
J-69	516,85	0,63	551,77	34,9

Suite de tableau 3.2				
Nœud	Élévation (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H ₂ O)
J-70	516,74	0,84	551,99	35,2
J-71	516,47	0,12	551,99	35,4
J-72	517,08	0,25	552,09	34,9
J-73	517,15	0,21	552,06	34,8
J-74	517,23	0,27	552,05	34,8
J-75	517,13	0,1	552,06	34,9
J-76	517,01	0,13	552,05	35
J-77	516,92	0,05	552,05	35,1
J-78	517,18	0,32	552,05	34,8
J-79	517,28	0,33	552,05	34,7
J-80	517,19	0,53	552,22	35
J-81	517,68	0,75	552,2	34,5
J-82	517,75	0,12	552,2	34,4
J-83	517,72	0,67	552,79	35
J-84	517,84	0,63	552,67	34,8
J-85	517,34	0,61	552,25	34,8
J-86	517,8	0,43	552,1	34,2
J-87	517,81	0,66	551,99	34,1
J-88	518,31	0,16	551,98	33,6
J-89	518,14	0,44	551,84	33,6
J-90	517,32	0,45	552,21	34,8
J-91	517,58	0,63	551,98	34,3
J-92	517,58	0,23	551,87	34,2
J-93	517,81	0,07	551,87	34
J-94	517,71	0,38	551,8	34
J-95	517,52	0,59	551,74	34,2
J-96	517,35	0,44	551,77	34,4
J-97	517,3	0,39	551,83	34,5
J-98	517,22	0,59	551,96	34,7
J-99	517,34	0,65	551,98	34,6
J-100	517,13	0,55	552,04	34,8
J-101	517,81	0,59	551,8	33,9
J-102	517,08	0,45	552,14	35
J-103	517,1	0,37	552,08	34,9
J-104	517,27	0,53	551,86	34,5
J-105	517,47	0,39	551,82	34,3
J-106	517,4	0,37	551,73	34,3
J-107	517,42	0,43	551,72	34,2
J-108	517,52	0,37	551,68	34,1
J-109	517,61	0,48	551,68	34
J-110	517,78	0,53	551,68	33,8
J-111	517,78	0,38	551,79	33,9
J-112	518,06	0,59	551,64	33,5
J-113	518,04	0,16	551,63	33,5
J-114	518,35	0,38	551,56	33,1

Suite de tableau 3.2				
Nœud	Élévation (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H ₂ O)
J-115	518,33	0,47	551,56	33,2
J-116	518,16	0,08	551,56	33,3
J-117	518,52	0,36	551,47	32,9
J-118	517,84	0,52	551,61	33,7
J-119	517,23	0,46	552,23	34,9
J-120	517,62	0,49	552,03	34,3
J-121	517,64	0,34	551,99	34,3
J-122	517,67	0,6	551,93	34,2
J-123	517,71	0,71	551,74	34
J-124	517,71	0,43	551,68	33,9
J-125	517,4	0,53	551,67	34,2
J-126	517,59	0,41	551,6	33,9
J-127	517,74	0,46	551,6	33,8
J-128	517,74	0,35	551,62	33,8
J-129	517,74	0,5	551,63	33,8
J-130	517,93	0,44	551,58	33,6
J-131	518,03	0,22	551,56	33,5
J-132	518,02	0,36	551,56	33,5
J-133	518,01	0,43	551,57	33,5
J-134	517,97	0,79	551,55	33,5
J-135	518,12	0,14	551,54	33,4
J-136	518,34	0,39	551,43	33
J-137	516,63	0,79	550,42	33,7
J-138	516,63	0,18	550,23	33,5
J-139	516,3	0,11	550,22	33,9
J-140	516,51	0,6	549,82	33,2
J-141	516,75	0,49	550,22	33,4
J-142	517,08	0,22	550,2	33,1
J-143	517,27	0,24	550,2	32,9
J-144	516,37	0,99	550,24	33,8
J-145	517,63	0,62	549,81	32,1
J-146	518,07	1,73	552,09	33,9
J-147	518,13	0,53	551,8	33,6
J-148	518,26	1,29	551,77	33,4
J-149	518,95	0,42	551,63	32,6
J-150	518,54	1,47	551,14	32,5
J-151	518,69	0,17	551,13	32,4
J-152	519,13	1,08	550,92	31,7
J-153	519,44	0,8	550,85	31,3
J-154	519,07	0,23	550,82	31,7
J-155	519,49	0,09	550,85	31,3
J-156	519,64	0,23	550,89	31,2
J-157	518,25	0,6	550,74	32,4
J-158	517,24	0,35	551,66	34,4
J-159	518,8	0,87	551,13	32,3

Suite de tableau 3.2				
Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H2O)
J-160	517,47	0,04	551,11	33,6
J-161	517,76	0,81	551,92	34,1
J-162	518,03	0,26	551,88	33,8
J-163	516,53	1,2	550,23	33,6

Tableau 3.3: résultats de la simulation sur les conduites :

Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	37,28	R-1	J-1	300	35	0,5
P-2	61,86	J-1	J-2	200	17,96	0,57
P-3	18,33	J-2	J-3	160	8,56	0,43
P-4	375,82	J-3	J-4	90	0,89	0,14
P-5	141,9	J-4	J-3	160	-6,87	0,34
P-6	109,21	J-4	J-5	160	6,83	0,34
P-7	508,91	J-5	J-6	90	1,77	0,28
P-8	242,87	J-5	J-8	110	3,79	0,4
P-9	85,62	J-8	J-9	63	0,13	0,04
P-10	24,44	J-6	J-10	90	2,27	0,36
P-11	38,59	J-10	J-11	90	1,48	0,23
P-12	223,61	J-11	J-12	63	0,33	0,11
P-13	254,74	J-11	J-13	63	0,38	0,12
P-14	581,96	J-1	J-14	200	16,09	0,51
P-15	4,09	J-14	J-15	160	7,17	0,36
P-16	49,95	J-15	J-16	110	3,61	0,38
P-17	46,44	J-16	J-17	63	0,07	0,02
P-18	52,06	J-16	J-18	110	3,32	0,35
P-19	131,7	J-18	J-19	63	0,59	0,19
P-20	97,93	J-19	J-20	90	-1,85	0,29
P-21	103,54	J-20	J-15	110	-3,32	0,35
P-22	91,35	J-19	J-21	90	1,96	0,31
P-23	131,22	J-21	J-22	63	-0,44	0,14
P-24	91,64	J-22	J-18	90	-2,33	0,37
P-25	248,83	J-22	J-23	90	1,32	0,21
P-26	43,35	J-23	J-24	63	-0,44	0,14
P-27	55,43	J-24	J-21	90	-1,99	0,31
P-28	194,7	J-23	J-25	90	1,04	0,16
P-29	87,35	J-25	J-26	90	0,44	0,07
P-30	310,18	J-26	J-27	90	-0,26	0,04
P-31	106,4	J-27	J-28	90	0,37	0,06
P-32	202,26	J-28	J-26	90	0,19	0,03

Suite de tableau 3.3						
Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-33	201,21	J-25	J-29	90	-0,12	0,02
P-34	20,57	J-29	J-30	90	0,32	0,05
P-35	68,88	J-30	J-28	90	0,38	0,06
P-36	253,86	J-30	J-31	90	-0,58	0,09
P-37	50,84	J-31	J-27	90	1,33	0,21
P-38	10,55	J-31	J-32	110	-2,37	0,25
P-39	20,22	J-32	J-33	160	3,93	0,2
P-40	7,99	J-33	J-34	110	2,93	0,31
P-41	124,25	J-34	J-35	90	1,39	0,22
P-42	220,58	J-35	J-34	90	-1,02	0,16
P-43	323,15	J-33	J-37	110	0,48	0,05
P-44	86,42	J-29	J-38	90	-0,9	0,14
P-45	220,25	J-38	J-39	63	0,33	0,11
P-46	45,64	J-40	J-41	110	-1,69	0,18
P-47	27,15	J-41	J-42	110	8,54	0,9
P-48	66,07	J-42	J-43	110	3,91	0,41
P-49	289,28	J-43	J-44	90	0,81	0,13
P-50	70,16	J-44	J-45	110	-1,19	0,13
P-51	82,3	J-45	J-43	110	-2,44	0,26
P-52	153,31	J-41	J-46	160	-10,56	0,53
P-53	120,81	J-46	J-20	90	-0,99	0,16
P-54	255,2	J-46	J-47	160	-10,36	0,52
P-55	403,77	J-38	J-40	160	-2,28	0,11
P-56	225,73	J-42	J-48	110	4,16	0,44
P-57	419,59	J-48	J-49	90	2,71	0,43
P-58	94,86	J-49	J-50	90	0,98	0,15
P-59	244,38	J-50	J-51	90	0,12	0,02
P-60	114,17	J-51	J-50	90	-0,18	0,03
P-61	247,52	J-51	J-49	90	-0,6	0,09
P-62	128,31	J-44	J-52	110	1,28	0,13
P-63	255,22	J-52	J-45	90	-0,64	0,1
P-64	211,65	J-52	J-53	90	1,04	0,16
P-65	179,8	J-53	J-54	90	1,21	0,19
P-66	89,17	J-54	J-55	90	1,18	0,19
P-67	184,75	J-55	J-56	63	0,27	0,09
P-68	63,2	J-55	J-57	110	0,4	0,04
P-69	288,01	J-57	J-48	110	-0,07	0,01
P-70	304,17	J-57	J-58	110	-0,5	0,05
P-71	91,48	J-58	J-59	110	-2,11	0,22

Suite de tableau 3.3						
Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-72	79,5	J-59	J-60	90	-0,21	0,03
P-73	134,67	J-60	J-54	90	0,57	0,09
P-74	183,2	J-60	J-61	90	-1,38	0,22
P-75	134,21	J-61	J-53	90	0,95	0,15
P-76	83,24	J-61	J-62	90	-2,92	0,46
P-77	183,32	J-62	J-59	90	2,42	0,38
P-78	91,43	J-62	J-63	110	-5,88	0,62
P-79	254,54	J-63	J-64	110	5,19	0,55
P-80	109,67	J-64	J-58	110	-0,85	0,09
P-81	83,04	J-63	J-65	160	-11,7	0,58
P-82	23,49	J-65	J-66	90	0,42	0,07
P-83	106,15	J-66	J-67	63	0,16	0,05
P-84	22,16	J-66	J-68	63	0,03	0,01
P-85	19,31	J-65	J-69	160	-12,31	0,61
P-86	396,59	J-69	J-70	110	-1,88	0,2
P-87	82,86	J-70	J-71	63	0,12	0,04
P-88	82,28	J-70	J-72	110	-2,84	0,3
P-89	31,23	J-72	J-73	90	1,41	0,22
P-90	100,15	J-73	J-74	90	0,33	0,05
P-91	34,59	J-74	J-75	90	-0,27	0,04
P-92	12,67	J-75	J-73	90	-0,86	0,14
P-93	17,63	J-75	J-76	90	0,49	0,08
P-94	34,14	J-76	J-77	63	0,05	0,02
P-95	38,92	J-76	J-78	90	0,31	0,05
P-96	25,53	J-78	J-79	90	-0,02	0
P-97	46,75	J-79	J-74	90	-0,33	0,05
P-98	147,64	J-78	J-79	63	0,02	0,01
P-99	21,65	J-47	J-80	110	1,41	0,15
P-100	338,1	J-80	J-81	90	0,32	0,05
P-101	166,22	J-81	J-80	90	-0,55	0,09
P-102	81,51	J-81	J-82	63	0,12	0,04
P-103	315,61	J-47	J-83	200	-17,22	0,55
P-104	76,28	J-83	R-1	300	-37,18	0,53
P-105	57,48	J-83	J-84	200	19,29	0,61
P-106	112,18	J-84	J-85	160	14,24	0,71
P-107	288,28	J-85	J-86	63	0,43	0,14
P-108	256,66	J-84	J-87	110	4,42	0,47
P-109	105,19	J-87	J-88	63	0,16	0,05
P-110	78,71	J-87	J-89	110	3,61	0,38

Suite de tableau 3.3						
Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-111	11,7	J-85	J-90	160	13,2	0,66
P-112	197,72	J-90	J-91	110	2,84	0,3
P-113	54,8	J-91	J-92	90	2,23	0,35
P-114	50,37	J-92	J-93	63	0,07	0,02
P-115	46,71	J-92	J-94	90	1,93	0,3
P-116	140,02	J-94	J-95	90	0,96	0,15
P-117	126,7	J-95	J-96	90	-0,65	0,1
P-118	37,23	J-96	J-97	90	-2	0,31
P-119	127,22	J-97	J-98	90	-1,59	0,25
P-120	170,68	J-98	J-99	90	-0,46	0,07
P-121	168,46	J-99	J-91	90	0,02	0
P-122	92,35	J-90	J-100	160	9,91	0,49
P-123	97,5	J-100	J-99	90	1,12	0,18
P-124	177,04	J-100	J-101	160	8,24	0,41
P-125	9,33	J-101	J-69	160	11,06	0,55
P-126	209,37	J-101	J-102	110	-3,4	0,36
P-127	22,52	J-102	J-103	110	4,2	0,44
P-128	98,49	J-103	J-98	90	1,72	0,27
P-129	125,14	J-103	J-104	90	2,12	0,33
P-130	96,04	J-104	J-97	90	0,8	0,13
P-131	136,32	J-104	J-105	90	0,79	0,12
P-132	47,58	J-105	J-106	90	2,1	0,33
P-133	84,07	J-106	J-107	90	0,62	0,1
P-134	71,95	J-107	J-108	90	1,1	0,17
P-135	56,04	J-108	J-109	90	-0,3	0,05
P-136	131,37	J-109	J-95	90	-1,02	0,16
P-137	134,45	J-107	J-96	90	-0,91	0,14
P-138	138,51	J-109	J-110	90	0,24	0,04
P-139	117,59	J-110	J-111	90	-1,5	0,24
P-140	72,28	J-111	J-89	90	-1,31	0,21
P-141	69	J-111	J-94	90	-0,58	0,09
P-142	141,76	J-89	J-112	90	1,87	0,29
P-143	110,96	J-112	J-113	63	0,16	0,05
P-144	142,83	J-112	J-114	90	1,12	0,18
P-145	18,28	J-114	J-115	110	0,91	0,1
P-146	56,96	J-115	J-116	63	0,08	0,03
P-147	239,65	J-115	J-117	63	0,36	0,11
P-148	102,83	J-110	J-118	90	1,21	0,19
P-149	13,69	R-2	J-119	200	15,17	0,48

Suite de tableau 3.3						
Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-150	225,36	J-119	J-120	160	6,65	0,33
P-151	79,69	J-120	J-105	90	2,59	0,41
P-152	23,26	J-120	J-121	110	3,57	0,38
P-153	143,96	J-121	J-122	90	0,89	0,14
P-154	63,35	J-122	J-121	110	-2,34	0,25
P-155	197,5	J-122	J-123	110	2,62	0,28
P-156	231,9	J-123	J-105	90	-0,89	0,14
P-157	49,3	J-123	J-124	110	2,8	0,29
P-158	119,69	J-124	J-125	90	0,34	0,05
P-159	115,59	J-125	J-106	90	-1,11	0,17
P-160	119,05	J-124	J-126	110	2,03	0,21
P-161	37,95	J-126	J-127	90	0,18	0,03
P-162	77,94	J-127	J-128	90	-0,76	0,12
P-163	121,44	J-128	J-125	90	-0,92	0,15
P-164	33,1	J-128	J-129	90	-0,18	0,03
P-165	184,41	J-129	J-118	90	0,35	0,06
P-166	117,64	J-108	J-129	90	1,03	0,16
P-167	194,69	J-127	J-130	90	0,47	0,07
P-168	34,79	J-130	J-131	90	1,07	0,17
P-169	16,98	J-131	J-132	110	0,67	0,07
P-170	60,23	J-132	J-133	110	-0,42	0,04
P-171	118,22	J-133	J-126	110	-1,44	0,15
P-172	95,95	J-114	J-131	110	-0,18	0,02
P-173	65,7	J-132	J-134	90	0,73	0,12
P-174	111,93	J-134	J-133	90	-0,59	0,09
P-175	94,18	J-134	J-135	63	0,14	0,04
P-176	260,65	J-134	J-136	63	0,39	0,12
P-177	46,27	J-64	J-137	110	5,43	0,57
P-178	70,92	J-163	J-139	63	0,11	0,03
P-179	406,23	J-163	J-140	63	0,6	0,19
P-180	20,19	J-138	J-141	110	0,95	0,1
P-181	149,66	J-141	J-142	63	0,22	0,07
P-182	160,82	J-141	J-143	63	0,24	0,08
P-183	56,37	J-144	J-138	110	0,91	0,1
P-184	413,65	J-144	J-145	63	0,62	0,2
P-185	428,13	J-2	J-146	160	8,64	0,43
P-186	357,65	J-146	J-147	63	0,53	0,17
P-187	375,55	J-146	J-148	160	6,38	0,32
P-188	279,38	J-148	J-149	63	0,42	0,13

Suite de tableau 3.3						
Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-189	215,19	J-148	J-150	110	4,68	0,49
P-190	117,57	J-150	J-151	63	0,17	0,06
P-191	253,59	J-150	J-152	110	2,43	0,26
P-192	319,57	J-152	J-153	110	1,13	0,12
P-193	157,03	J-153	J-154	63	0,23	0,07
P-194	63,1	J-153	J-155	63	0,09	0,03
P-195	152,01	J-152	J-156	63	0,23	0,07
P-196	402,28	J-150	J-157	63	0,6	0,19
P-197	233,5	J-10	J-158	63	0,35	0,11
P-198	50,77	J-35	J-159	90	1,82	0,29
P-199	471,28	J-159	J-36	90	0,3	0,05
P-200	113,42	J-159	J-36	90	0,65	0,1
P-201	26,68	J-36	J-160	63	0,04	0,01
P-202	198,42	J-137	J-144	110	2,52	0,27
P-203	72,2	J-102	J-119	160	-8,06	0,4
P-204	172,05	J-161	J-162	63	0,26	0,08
P-205	471,69	J-7	J-161	90	0,29	0,05
P-206	74,2	J-161	J-7	90	-0,78	0,12
P-207	571,09	J-14	J-32	160	7,2	0,36
P-208	44,44	J-24	J-40	90	1,33	0,21
P-209	52,44	J-72	J-47	110	-4,5	0,47
P-210	65,71	J-118	J-130	90	1,03	0,16
P-211	166,19	J-6	J-8	90	-1,57	0,25
P-212	23,73	J-8	J-7	90	1,64	0,26
P-213	42,68	J-163	J-138	110	0,22	0,02
P-214	284,81	J-137	J-163	110	2,12	0,22

NB : il convient de souligner que les pressions dans un réseau de distribution ne doivent être supérieures à 6 bars, pour les pressions minimales selon le cas mais il est préférable qu'elles ne doivent pas être inférieures à 2 bars dans notre cas, nous remarquons que toute l'agglomération reçoit de l'eau d'une manière convenable, car nous disposons d'un terrain plat.

- les résultats de la simulation sont donnés dans la figure 3.1 :

Figure 3.1 : La répartition des vitesses et des pressions dans le réseau existant (cas de pointe).

III.3.2) 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 (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud J-37 c.-à-d le débit dans ce nœud $Q_{ni}=17,48l/s$ et les résultats de la simulation sont donnés dans la figure :

Figure 3.2 : La répartition des vitesses et des pressions dans le réseau existant (cas de pointe+incendie)

➤ Après une simulation hydraulique du réseau de notre zone ; nous avons constaté quelques insuffisances dans le réseau et nous essayerons à trouver des solutions plus urgentes et moins coûteuses pour que le réseau sera plus fiable.

III.4) Constat :

Le réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération pose de nombreux problèmes de point de vue hydraulique, dues aux accroissements démographiques, et au mode d'exploitation du système d'alimentation en eau et le surdimensionnement ou le sous dimensionnement de réseau de distribution.

III.5) Interprétation des résultats:

Le réseau de distribution de l'agglomération de Naama présente plusieurs anomalies qui empêchent le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

-Après la simulation, on constate :

- ✓ Toutes les pressions obtenues sont favorables c.-à-d entre 2bars et 6bars.
- ✓ Des vitesses faibles dans le réseau inférieur à 0,5m/s dans la plupart des tronçons de réseau.

Remarque :

Le matériau utilisé dans le réseau de distribution existant est le PVC (polyvinyle de chlorure).

Le PVC est un plastique fabriqué par polymérisation du chlorure de vinyle, monomère obtenu à partir de matières premières d'origines pétrolières et minérales (sel).

Il est aujourd'hui l'un des plastiques les plus usités, grâce à ses multiples qualités: il est résistant, imperméable, stable et présente un excellent rapport qualité/prix.

III.6) Conclusion :

Après avoir simulé hydrauliquement le réseau actuel de notre zone, nous avons constaté les points suivants :

- ✓ Des vitesses faibles dans la plupart des tronçons inférieure a 0,5m/s.
- ✓ Toutes les pressions obtenues sont favorables c.-à-d entre 2bars et 6bars.

D'après ce chapitre on a constaté que le réseau actuel d'alimentation en eau potable de l'agglomération de Naama doit être rénové a cause des faibles vitesses dans la plupart des tronçons et le vieillissement des conduites. Et nous allons procéder dans le chapitre qui suit au redimensionnement de réseau de distribution.

Chapitre IV :
**Dimensionnement du réseau de
distribution a l'horizon 2035**

IV.1) Introduction:

En général, l'alimentation en eau potable d'un centre quelconque comporte les éléments suivants :

- Une Station de pompage.
- Une Conduite de refoulement.
- Un Réservoir de stockage.
- Un Réseau de distribution.

Le fonctionnement des éléments ci-dessus consiste à :

- Relever de l'eau en quantité disponible jusqu'à la côte de réservoir qui dominera le centre et assurera suffisamment de pression.
- Stocker de l'eau en quantité nécessaire correspondant au volume équivalent d'une demi-journée de la consommation moyenne du centre, majorée par une réserve d'incendie égale à 120 m³.
- Amener de l'eau jusqu'au point de départ de la conduite de distribution, et par la suite alimenter le tronçon du réseau projeté.

À partir de la simulation qu'on a fait sur le réseau de distribution de l'état actuel (2010) et à partir des insuffisances au point de vue de dimensionnement et qu'on a déduite dans le chapitre précédent. Nous allons dans ce chapitre procéder à une nouvelle conception et à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel WATERCAD à l'horizon 2035, avec une population de 20170 habitants et le dimensionnement de ce dernier sera avec le débit de pointe et pointe plus incendie.

Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routes de chaque tronçon.

IV.2) Choix du schéma du réseau de distribution :

A cause de l'insuffisance qu'on a enregistrée dans le réseau de distribution de l'état actuel et à cause de déficit d'eau on a proposé que le système d'alimentation en eau potable de l'agglomération du Naama soit comme suit:

-A partir de l'adduction qui arrive de forage (naama 2) alimente le château d'eau 1 qui à son tour va alimenter le réseau (existant).

-Le forage (naama 3) alimente le château d'eau 2, ce dernier alimente le réseau (existant).

IV.3) Choix du type de réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue trois schémas de réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux combinés (ramifiés+maillés). Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau combiné.

Le réseau ramifié dans lequel les conditions de desserte ne comportent aucune alimentation de retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval.



Figure 4.1 : Réseau ramifié

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour et donc il évite l'inconvénient du réseau ramifié. Une simple manœuvre de vanne permet d'isoler le tronçon endommagé. Il est bien entendu plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être préféré au réseau ramifié.

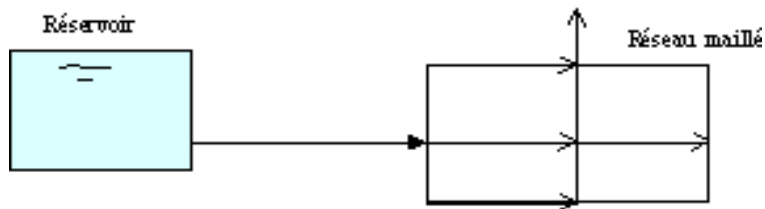


Figure 4.2 : Réseau maillé

IV.4) Conception du réseau de l'agglomération :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- L'emplacement des consommateurs
- Le relief
- Le souci d'assurer un service souple et précis

IV.5) Principe du tracé du réseau :

On peut distinguer :

- Les parcours ou tracés obligés, qui sont en général les rues à desservir au sein d'une agglomération.
- Les parcours intermédiaires, par exemple de station de pompage vers le réservoir ou du réservoir vers l'agglomération.

a / Tracés obligés :

Les tracés obligatoires sont imposés par la nécessité de suivre le tracé du réseau de la voirie pour pouvoir desservir les bornes fontaines, et l'ensemble des abonnés.

En cas de branchements particuliers, les canalisations peuvent être posées des deux côtés de la rue si la chaussée est importante. Dans le cas contraire on peut se contenter d'une seule canalisation on traverse la chaussée pour chaque branchement.

Les canalisations doivent être posées sous – trottoirs en évitant au maximum les traversées des rues importantes.

b / Tracés intermédiaires :

L'emplacement du ou des réservoirs étant fixé, il reste donc à définir le tracé du réseau reliant ce ou ces ouvrages aux points de distribution.

Le tracé à adopter doit :

- Etre le plus court possible pour réduire les frais du premier établissement.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversées de rivières, de canaux ou de routes importantes).
- Eviter la traversée de massifs boisés, de propriétés privées qui nécessitent des expropriations.
- Suivre les voies publiques qui présentent certains avantages (approvisionnement moins onéreux, accès facile aux regards...)

IV.6) Choix du matériau des conduites :

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

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

Tuyaux en P.V.C :

Les avantages :

- Résistance à la corrosion et à l'abrasion.
- Résistance aux agressions chimiques.
- La non toxicité du produit.
- Non cassant et une bonne résistance aux chocs et au vieillissement.
- Des propriétés organoleptiques.
- Une bonne résistance aux efforts de traction.
- La résistance à la fissuration.
- Une inertie chimique empêcher toute détérioration de la pureté de l'eau, en particulier sous l'angle du goût et de la pollution.
- Une inertie électrique.
- Une pose mécanisable.
- Une bonne résistance aux U.V.
- Une fiabilité et étanchéité des réseaux grâce à sa soudabilité, sans oublier une grande facilité et flexibilité de la mise en œuvre permettant de suivre les courbes du terrain.
- Grande tenue en pression et à l'écrasement.
- Résistance à la fissuration induite.
- Stabilité dans le temps.

Les inconvénients :

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.
- Toxique en cas d'incendie ou de combustion (contient de l'acide chlorhydrique).
- Non biodégradable.
- Peu résistant à l'usure en tant que revêtement de sol.

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyvinyle de chlorure (PVC), suite à des nombreux avantages qu'ils procurent.

IV.7) Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2035 :

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

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

IV.7.1) Détermination des débits de routes et nœuds :

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 (08h à 09h).

➤ Cas de pointe :

D'après le tableau 2.10 (chapitre II) de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 09h

$$Q_{pte} = 139,46 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

Pour le calcul des débits routes et les débits nœuds on utilise la même procédure et les mêmes formules utilisées dans le chapitre III.

Tableau 4.1 : Calculs des débits routes et nœuds:

Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-1	P-1	37,34	0,0089	0,332	0,166	2,546
	P-2	61,86	0,0089	0,551	0,275	
	P-20	473,02	0,0089	4,210	2,105	
J-2	P-2	61,86	0,0089	0,551	0,275	4,460
	P-3	428,13	0,0089	3,810	1,905	
	P-14	512,31	0,0089	4,560	2,280	
J-3	P-3	428,13	0,0089	3,810	1,905	6,614
	P-4	682,72	0,0089	6,076	3,038	
	P-6	375,55	0,0089	3,342	1,671	
J-4	P-4	682,72	0,0089	6,076	3,038	5,647
	P-5	117,57	0,0089	1,046	0,523	
	P-7	215,19	0,0089	1,915	0,958	
	P-9	253,59	0,0089	2,257	1,128	

Suite de tableau 4.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-5	P-5	117,57	0,0089	1,046	0,523	0,523
J-6	P-6	375,55	0,0089	3,342	1,671	3,872
	P-7	215,19	0,0089	1,915	0,958	
	P-8	279,38	0,0089	2,486	1,243	
J-7	P-8	279,38	0,0089	2,486	1,243	1,243
J-8	P-9	253,59	0,0089	2,257	1,128	3,227
	P-10	152,01	0,0089	1,353	0,676	
	P-11	319,57	0,0089	2,844	1,422	
J-9	P-10	152,01	0,0089	1,353	0,676	0,676
J-10	P-11	319,57	0,0089	2,844	1,422	2,121
	P-12	157,03	0,0089	1,398	0,699	
J-11	P-12	157,03	0,0089	1,398	0,699	0,699
J-12	P-13	63,1	0,0089	0,562	0,281	0,281
J-13	P-14	512,31	0,0089	4,560	2,280	4,826
	P-15	296,03	0,0089	2,635	1,317	
	P-16	85,62	0,0089	0,762	0,381	
	P-17	190,63	0,0089	1,697	0,848	
J-14	P-15	296,03	0,0089	2,635	1,317	1,317
J-15	P-16	85,62	0,0089	0,762	0,381	0,381
J-16	P-17	190,63	0,0089	1,697	0,848	2,843
	P-18	233,5	0,0089	2,078	1,039	
	P-19	214,69	0,0089	1,911	0,955	
J-17	P-18	233,5	0,0089	2,078	1,039	1,039
J-18	P-19	214,69	0,0089	1,911	0,955	3,545
	P-20	473,02	0,0089	4,210	2,105	
	P-21	108,94	0,0089	0,970	0,485	
J-19	P-21	108,94	0,0089	0,970	0,485	2,895
	P-22	228,45	0,0089	2,033	1,017	
	P-27	313,15	0,0089	2,787	1,394	
J-20	P-22	228,45	0,0089	2,033	1,017	2,836
	P-23	153,31	0,0089	1,364	0,682	
	P-39	255,61	0,0089	2,275	1,137	
J-21	P-23	153,31	0,0089	1,364	0,682	3,866
	P-24	174,51	0,0089	1,553	0,777	
	P-45	540,88	0,0089	4,814	2,407	
J-22	P-24	174,51	0,0089	1,553	0,777	3,252
	P-25	68,61	0,0089	0,611	0,305	
	P-29	487,66	0,0089	4,340	2,170	
J-23	P-25	68,61	0,0089	0,611	0,305	2,032
	P-26	283,7	0,0089	2,525	1,262	
	P-28	104,36	0,0089	0,929	0,464	

Suite de tableau 4.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-24	P-26	283,7	0,0089	2,525	1,262	4,632
	P-27	313,15	0,0089	2,787	1,394	
	P-33	444	0,0089	3,952	1,976	
J-25	P-28	104,36	0,0089	0,929	0,464	3,887
	P-29	487,66	0,0089	4,340	2,170	
	P-30	281,5	0,0089	2,505	1,253	
J-26	P-30	281,5	0,0089	2,505	1,253	3,096
	P-31	40,64	0,0089	0,362	0,181	
	P-32	373,63	0,0089	3,325	1,663	
J-27	P-31	40,64	0,0089	0,362	0,181	0,181
J-28	P-32	373,63	0,0089	3,325	1,663	4,338
	P-33	444	0,0089	3,952	1,976	
	P-34	157,31	0,0089	1,400	0,700	
J-29	P-34	157,31	0,0089	1,400	0,700	0,700
J-30	P-35	76,24	0,0089	0,679	0,339	1,998
	P-44	57,48	0,0089	0,512	0,256	
	P-64	315,2	0,0089	2,805	1,403	
J-33	P-39	255,61	0,0089	2,275	1,137	3,139
	P-40	134,68	0,0089	1,199	0,599	
	P-64	315,2	0,0089	2,805	1,403	
J-34	P-40	134,68	0,0089	1,199	0,599	3,932
	P-41	405,93	0,0089	3,613	1,806	
	P-46	342,92	0,0089	3,052	1,526	
J-35	P-41	405,93	0,0089	3,613	1,806	4,184
	P-42	177,04	0,0089	1,576	0,788	
	P-48	357,24	0,0089	3,179	1,590	
J-36	P-42	177,04	0,0089	1,576	0,788	3,482
	P-43	216,22	0,0089	1,924	0,962	
	P-49	389,19	0,0089	3,464	1,732	
J-37	P-43	216,22	0,0089	1,924	0,962	2,360
	P-44	57,48	0,0089	0,512	0,256	
	P-52	256,66	0,0089	2,284	1,142	
J-38	P-45	540,88	0,0089	4,814	2,407	5,774
	P-46	342,92	0,0089	3,052	1,526	
	P-47	413,84	0,0089	3,683	1,842	
J-39	P-47	413,84	0,0089	3,683	1,842	4,520
	P-48	357,24	0,0089	3,179	1,590	
	P-51	244,69	0,0089	2,178	1,089	
J-40	P-49	389,19	0,0089	3,464	1,732	3,094
	P-50	233,98	0,0089	2,082	1,041	
	P-54	72,2	0,0089	0,643	0,321	

Suite de tableau 4.1						
Nœud	Conduite	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Q n (l/s)
J-41	P-50	233,98	0,0089	2,082	1,041	3,971
	P-51	244,69	0,0089	2,178	1,089	
	P-61	413,65	0,0089	3,681	1,841	
J-42	P-52	256,66	0,0089	2,284	1,142	1,960
	P-53	105,19	0,0089	0,936	0,468	
	P-62	78,71	0,0089	0,701	0,350	
J-43	P-53	105,19	0,0089	0,936	0,468	0,468
J-44	P-54	72,2	0,0089	0,643	0,321	1,385
	P-55	13,73	0,0089	0,122	0,061	
	P-56	225,37	0,0089	2,006	1,003	
J-45	P-56	225,37	0,0089	2,006	1,003	6,782
	P-57	667,67	0,0089	5,942	2,971	
	P-60	630,92	0,0089	5,615	2,808	
J-46	P-57	667,67	0,0089	5,942	2,971	5,090
	P-58	397,43	0,0089	3,537	1,769	
	P-62	78,71	0,0089	0,701	0,350	
J-47	P-58	397,43	0,0089	3,537	1,769	6,028
	P-59	326,35	0,0089	2,905	1,452	
	P-60	630,92	0,0089	5,615	2,808	
J-48	P-59	326,35	0,0089	2,905	1,452	1,452
J-49	P-61	413,65	0,0089	3,681	1,841	1,841

IV.8) Résultats de la simulation :

➤ Cas de pointe :

Tableau4.2 : résultats de la simulation sur les nœuds

Nœuds	CTN (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H ₂ O)
J-1	517,9	2,55	546,84	28,9
J-2	517,94	4,46	546,79	28,8
J-3	518,07	6,61	546,63	28,5
J-4	518,54	5,65	545,9	27,3
J-5	518,68	0,52	545,83	27,1
J-6	518,26	3,87	546,22	27,9
J-7	518,84	1,24	545,4	26,5
J-8	519,24	3,23	545,7	26,4
J-9	520,21	0,68	545,56	25,3
J-10	519,87	2,12	545,37	25,4
J-11	519,07	0,7	545,21	26,1
J-12	519,29	0,28	545,36	26
J-13	517,7	4,83	546,2	28,4
J-14	518,42	1,32	545,24	26,8

Suite de tableau 4.2				
Nœuds	CTN (m)	Débit (L/s)	Cote de charge (m)	Pression (m H2O)
J-15	517,97	0,38	546,17	28,1
J-16	517,15	2,84	545,93	28,7
J-17	517,24	1,04	545,44	28,1
J-18	516,78	3,55	546,13	29,3
J-19	516,44	2,89	546,05	29,5
J-20	516,73	2,84	546,14	29,3
J-21	516,72	3,87	545,94	29,2
J-22	516,1	3,25	545,62	29,5
J-23	516,76	2,03	545,38	28,6
J-24	517,94	4,63	545,5	27,5
J-25	516,15	3,89	545,09	28,9
J-26	518,41	3,1	544,29	25,8
J-27	518,94	0,18	544,29	25,3
J-28	521,22	4,34	544,29	23
J-29	521,92	0,7	544,13	22,2
J-30	517,72	2	546,8	29
J-33	517,19	3,14	546,62	29,4
J-34	516,74	3,93	546,49	29,7
J-35	516,81	4,18	546,43	29,6
J-36	517,13	3,48	546,59	29,4
J-37	517,84	2,36	546,77	28,9
J-38	515,69	5,77	545,56	29,8
J-39	515,93	4,52	545,77	29,8
J-40	517,08	3,09	546,15	29
J-41	516,37	3,97	545,95	29,5
J-42	517,81	1,96	546,53	28,7
J-43	518,31	0,47	546,48	28,1
J-44	517,23	1,39	546,23	28,9
J-45	517,62	6,78	546,01	28,3
J-46	518,14	5,09	546,48	28,3
J-47	518,02	6,03	545,52	27,4
J-48	518,54	1,45	544,25	25,7
J-49	517,63	1,84	545,51	27,8

Tableau 4.3 : résultats de la simulation sur les conduites :

Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	37,34	R-1	J-1	350	58,63	0,61
P-2	61,86	J-1	J-2	300	38,05	0,54
P-3	428,13	J-2	J-3	300	24,9	0,35
P-4	682,72	J-3	J-4	110	3,12	0,33
P-5	117,57	J-4	J-5	63	0,52	0,31

Suite de tableau 4.3						
Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-6	375,55	J-3	J-6	200	15,17	0,48
P-7	215,19	J-6	J-4	160	10,05	0,5
P-8	279,38	J-6	J-7	63	1,24	0,4
P-9	253,59	J-4	J-8	160	7	0,35
P-10	152,01	J-8	J-9	63	0,68	0,32
P-11	319,57	J-8	J-10	110	3,1	0,33
P-12	157,03	J-10	J-11	63	0,7	0,36
P-13	63,1	J-10	J-12	63	0,28	0,29
P-14	512,31	J-2	J-13	160	8,68	0,43
P-15	296,03	J-13	J-14	63	1,32	0,42
P-16	85,62	J-13	J-15	63	0,38	0,28
P-17	190,63	J-13	J-16	90	2,16	0,34
P-18	233,5	J-16	J-17	63	1,04	0,33
P-19	214,69	J-16	J-18	90	-1,72	0,27
P-20	473,02	J-18	J-1	200	-18,04	0,57
P-21	108,94	J-18	J-19	200	12,77	0,41
P-22	228,45	J-19	J-20	90	-1,07	0,31
P-23	153,31	J-20	J-21	200	16,52	0,53
P-24	174,51	J-21	J-22	160	11,17	0,56
P-25	68,61	J-22	J-23	110	6,06	0,64
P-26	283,7	J-23	J-24	90	-1,14	0,38
P-27	313,15	J-24	J-19	160	-10,95	0,54
P-28	104,36	J-23	J-25	110	5,16	0,54
P-29	487,66	J-25	J-22	90	-1,86	0,29
P-30	281,5	J-25	J-26	90	3,14	0,49
P-31	40,64	J-26	J-27	63	0,18	0,26
P-32	373,63	J-26	J-28	90	-0,14	0,25
P-33	444	J-28	J-24	110	-5,18	0,54
P-34	157,31	J-28	J-29	63	0,7	0,33
P-35	76,24	R-1	J-30	350	62,53	0,65
P-39	255,61	J-33	J-20	200	20,43	0,65
P-40	134,68	J-33	J-34	160	7,67	0,38
P-41	405,93	J-34	J-35	90	0,67	0,29
P-42	177,04	J-35	J-36	160	-7,72	0,38
P-43	216,22	J-36	J-37	200	-13,1	0,42
P-44	57,48	J-37	J-30	300	-29,3	0,41
P-45	540,88	J-21	J-38	90	1,48	0,34
P-46	342,92	J-38	J-34	90	-3,06	0,48
P-47	413,84	J-38	J-39	90	-1,23	0,39

Suite de tableau 4.3						
Conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-48	357,24	J-39	J-35	110	-4,21	0,44
P-49	389,19	J-36	J-40	90	1,9	0,3
P-50	233,98	J-40	J-41	160	7,36	0,37
P-51	244,69	J-41	J-39	90	1,54	0,34
P-52	256,66	J-37	J-42	200	13,84	0,44
P-53	105,19	J-42	J-43	63	0,47	0,35
P-54	72,2	J-40	J-44	160	-8,55	0,43
P-55	13,73	R-2	J-44	200	17,87	0,57
P-56	225,37	J-44	J-45	160	7,94	0,39
P-57	667,67	J-45	J-46	90	-1,47	0,44
P-58	397,43	J-46	J-47	110	4,85	0,51
P-59	326,35	J-47	J-48	63	1,45	0,47
P-60	630,92	J-47	J-45	110	-2,63	0,28
P-61	413,65	J-41	J-49	90	1,84	0,29
P-62	78,71	J-42	J-46	200	11,42	0,36
P-64	315,2	J-30	J-33	300	31,24	0,44

NB : Après la projection d'un autre réseau de distribution nous remarquons que nous avons des pressions acceptables (2-6) bars dans tous les nœuds du réseau.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqué qu'il ya des vitesses faibles inférieures à 0,5 m/s mais ça s'influe pas sur notre réseau de distribution la nous avons les débits et les longueurs sont faibles.

Remarque : les résultats de la simulation sur les nœuds et sur les conduites pour le cas de pointe sont montrés respectivement dans la figure 4.1et la figure 4. 2.

➤ **Cas de pointe+incendie :**

Pour le cas du pointe+incendie on a fait le même travail que le précédent (cas de pointe) sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17l/s) dans le nœud le plus défavorable (J-29 dans notre projet)

La simulation sur les nœuds nous a données des pressions acceptable (2-6) bars dans tous les nœuds du réseau.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqué qu'il ya des vitesses faibles inférieures à 0,5 m/s mais ça s'influe pas sur notre réseau de distribution la nous avons les débits et les longueurs sont faibles.

Remarque : les résultats de la simulation sur les nœuds et sur les conduites pour le cas de pointe plus incendie sont montrés respectivement dans figure 4.3 et la figure 4.4.

IV.9) Conclusion :

Après la projection du réseau de distribution à l'agglomération, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur la plupart des nœuds, exceptés dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles et inférieures à 0,5 m/s.

Chapitre V :
Pose de canalisation

V.1) Introduction :

La plupart du temps, les conduites sont posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement protégées et entretenues. Cette opération s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts de manière à assurer, s'il y a lieu, l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations. La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse y travailler. Elle est rarement inférieure à 700 mm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée. Au droit des joints, il est pratiqué dans les parois latérales des élargissements de la tranchée appelés niches. Il est essentiel que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelée. L'épaisseur du remblai est de l'ordre de 1m. Le fond de la tranchée doit être bien plan tout le long d'une même pente, afin que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente ou de direction consécutifs.

V.2) Les actions reçues par les conduites :

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

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

V.3) Mode opératoire :

V.3.1) Pose selon la nature de terrain :

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

V.3.2) Pose selon la nature des conduites :

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

V.3.3) Traversées de routes :

Nous avons dans le cas de notre agglomération la traversée d'une route à deux endroits. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation des chocs et vibration, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum de un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

V.4) Exécution des travaux :

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

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

V.4.1) Vérifications et manutentions des canalisations :

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

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

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

Largeur du fond de la tranchée :

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

$$B = d + 2 \cdot e \text{ (m)} \quad (5.1)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

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

Profondeur de la tranchée :

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

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

Profondeur de la tranchée « H_{tr} »

Largeur de la tranchée « b »

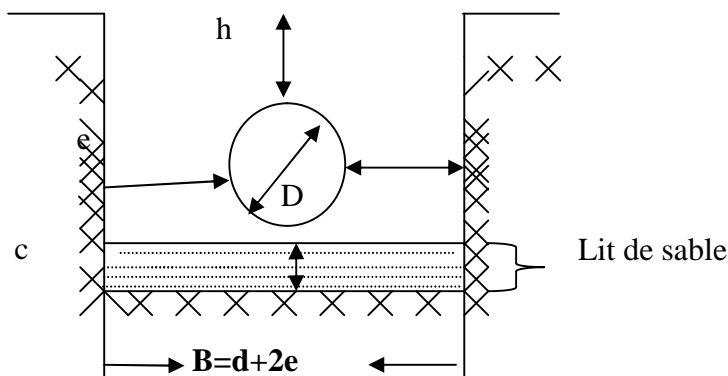


Figure 5.1: Schéma d'une tranchée

$$H_{tr} = c + D + h \quad (m) \quad (5.2)$$

Avec :

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

c : hauteur de lit de pose. (m)

D : diamètre de la conduite. (m)

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

V.5) choix des engins de terrassement :

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Les pelles hydrauliques.
- Le bulldozer.
 - La pelle hydraulique sera utilisée dans l'opération suivante :
- Creusement des fouilles.
- Creusement de tranchées.
- Chargement des débris et de déblais.

-Le bulldozer sera utilisé dans les opérations suivantes :

- Lame sur sol pour débroussailler.
- Lame élevée pour abattement des arbres.
- Lame sur sol pour pousser les masses (remblayer la tranchée)
- Lame au sol pour niveler le remblai avant compactage.

V.5.1) Définition de la pelle hydraulique :

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

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

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

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

Dragline pour travail en fouille.

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

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

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

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

V.5.2) Définition du Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

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

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

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

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

Les caractéristiques de la pelle rétro sont :

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

V.6) La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

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

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

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

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

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

V.6.1) Assemblage des conduites :

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

Soit une emboiture pour assemblage par collage à froid ;

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

Soit les raccords par électro-manchons (soudage à l'aide d'un manchon en polyéthylène).

Cette tâche doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien des tançons de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de la tranchée.

V.6.2) Epreuve des joints et canalisations principales :

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

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

V.6.3) Epreuve des robinets-vannes :

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

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

V.6.4) Epreuve des branchements et raccordements :

Les branchements particuliers sont éprouvés par la mise en pression à la pression de service avant le remblaiement de la tranchée. Les raccordements alimentant les appareils publics d'utilisation de l'eau doivent subir les épreuves que la canalisation principale.

V.7) Remblaiement des tranchées :

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

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

V.8) Conclusion :

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

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

Chapitre VI :

La chloration de réseau

VI.1) Introduction :

Après réhabilitation du réseau dans les chapitres précédents, nous allons dans ce chapitre voir comment la concentration du chlore est répartie dans le réseau, on partant d'une concentration initiale des deux réservoirs (500 m^3 et 500 m^3) et voir si le réseau répond à cette concentration, on gardant une certaine quantité de chlore résiduel qui va arriver au consommateur.

VI.2) Objectifs de la chloration :

Le chlore a pour but principal la destruction des bactéries grâce à son action microbicide.

VI.3) Les utilités du chlore dans le réseau d'AEP :

Dans le réseau d'alimentation en eau potable, on utilise soit du chlore gazeux, soit des composés chlorés, mais dans tous les cas le désinfectant est le chlore.

Pour que la stérilisation par le chlore soit efficace, il faut:

- ❖ appliquer le chlore uniformément à toutes les fractions de l'eau traitée;
- ❖ ne jamais interrompre la chloration;
- ❖ déterminer la dose de chlore en fonction des besoins normaux de l'eau traitée;
- ❖ contrôler la chloration de manière à obtenir une eau de consommation qui soit à la fois saine et agréable.

VI.4) Les paramètres influent sur la désinfection par le chlore :

Les eaux naturelles représentent un milieu complexe contenant en solution de nombreuses substances, dont la plupart sont négligeables, mais dont certaines peuvent aussi avoir une incidence sur la chloration:

- ✓ Les solides en suspension peuvent protéger les bactéries contre l'action du chlore.
- ✓ Les matières organiques réagissent avec le chlore, dont l'action stérilisante se trouve de ce fait fortement réduite ou même supprimée.
- ✓ L'ammoniaque forme avec le chlore des chloramines, ou chlore résiduel combiné qui possède des propriétés stérilisantes bien inférieures à celles du chlore résiduel libre.
- ✓ Il est plus facile de stériliser les eaux de faible alcalinité et de pH faible - c'est-à-dire inférieur à 7,2 environ - que celles dont le pH dépasse 7,6.
- ✓ Les nitrites se combinent au chlore libre et peuvent conduire à l'obtention d'une coloration trompeuse dans le test à l'orthotolidine, si celui-ci n'est pas corrigé par l'utilisation de réactif à l'arsénite.
- ✓ Le manganèse donne, dans le test à l'orthotolidine, une coloration trompeuse à laquelle on remédie par l'addition d'arsénite.
- ✓ Le fer à plus de 1 ppm peut aussi conduire à des résultats erronés du test à l'orthotolidine; on y pare en ajoutant de l'arsénite. De plus, les sels ferreux et manganés se combinent également avec le chlore libre, augmentant ainsi les quantités de chlore nécessaires pour obtenir la désinfection.
- ✓ **Température :** la rapidité microbicide du chlore est proportionnelle à la température de l'eau; par conséquent, toutes choses égales d'ailleurs, la stérilisation par le chlore est plus efficace dans des eaux de température élevée. En revanche, le chlore est plus stable dans

l'eau froide, donc subsiste plus longtemps, ce qui compense dans une certaine mesure la lenteur relative de son action.

- ✓ **Durée de contact :** Le temps pendant lequel le chlore peut réagir avec les constituants de l'eau représente l'un des facteurs les plus importants de la chloration. Il doit être au minimum de 10 à 15 min et de préférence de plusieurs heures, afin que la stérilisation soit efficace mais que la teneur de l'eau livrée aux consommateurs ne soit pas trop élevée en chlore résiduel.

Les conditions nécessaires à une bonne stérilisation de l'eau sont réalisées lorsque la dose de chlore est suffisante pour:

1. réagir avec les matières organiques, l'ammoniaque, le fer, le manganèse et les autres substances réductrices éventuellement présentes dans l'eau ;
2. libérer un excès de chlore résiduel stérilisant ;
3. une fois obtenue la teneur voulue en chlore résiduel, pour parer aux effets nuisibles d'un excès d'alcalinité, d'un déficit des températures de l'eau ou d'un temps de contact trop bref.

VI.5) Le principe de la stérilisation par le chlore résiduel libre :

Le principe de la stérilisation par le chlore résiduel libre consiste à appliquer une dose de chlore suffisante pour oxyder toutes les matières organiques, le fer, le manganèse et autres substances réductrices présentes dans l'eau à traiter, ainsi que l'ammoniaque libre présente dans l'eau brute, de manière que le chlore finalement en excès soit du chlore actif libre plutôt que du chlore combiné ou des chlora mines, qui sont moins actifs.

On atteint ce résultat en introduisant dans l'eau des doses croissantes de chlore, jusqu'à ce que le dosage à l'orthotolidine et à l'arsénite révèle que le chlore résiduel est libre et non combiné.

VI.6) Les autres moyens de désinfection :

VI.6.1) Le brome :

Le brome est parfois utilisé à très petite échelle pour la stérilisation de l'eau de piscine dans les circuits de réutilisation, mais il n'est pas toujours facile de se le procurer à l'état liquide dans le commerce, et on manque souvent d'installations spéciales pour le stocker et s'en servir en toute sécurité

VI.6.2) L'ozone :

L'ozone est utilisé en Europe depuis de nombreuses années comme désinfectant; outre son pouvoir stérilisant, il permet de bien débarrasser l'eau traitée des goûts et odeurs désagréables.

Il faut le préparer au fur et à mesure des besoins; on l'obtient par condensation d'une partie de l'oxygène atmosphérique ($O_2 \rightarrow O_3$), en faisant circuler de l'air sec et soigneusement filtré entre des électrodes mises sous haute tension, dans des appareils à plaques ou dans des instruments tubulaires.

Le traitement par l'ozone est une excellente méthode de stérilisation de l'eau et de suppression des goûts et des odeurs. Malheureusement, le prix de revient de l'équipement est beaucoup plus élevé que celui des installations équivalentes de stérilisation par le chlore; le coût de l'énergie électrique nécessaire à la production d'ozone est sensiblement le même que celui des doses équivalentes de chlore liquide. En outre, l'installation était d'un fonctionnement et d'un entretien délicats, notamment les appareils de dessiccation et de filtration de l'air.

VI.6.3) Rayons ultraviolets :

Les rayons ultraviolets sont utilisés dans quelques petites installations, mais il faut que l'eau à stériliser soit parfaitement claire et que les lampes soient toujours propres. De plus, une concentration de fer en solution, si faible soit-elle, absorbe les rayons ultraviolets, même si l'eau est transparente à la lumière naturelle.

Les installations sont coûteuses.

VI.7) Calcul de la concentration du chlore résiduel dans le réseau projeté :

Nous allons calculer la concentration du chlore résiduel dans les nœuds pour le réseau actuel et à l'horizon 2035 et ça dans le cas où la consommation est faible pour avoir des vitesses les plus faibles au cours de la journée en partant d'une concentration initiale des deux réservoirs de 0,5 mg/l.

Les résultats de la simulation pour le réseau actuel et à l'horizon 2035 sont représentés respectivement dans le Tableau 6.1 et Tableau 6.2 :

Tableau 6.1 : variation du chlore dans les nœuds pour le réseau actuel :

Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Concentration du chlore (mg/l)
J-1	517,9	2,55	0,5
J-2	517,94	4,46	0,5
J-3	518,07	6,61	0,49
J-4	518,54	5,65	0,47
J-5	518,68	0,52	0,43
J-6	518,26	3,87	0,48
J-7	518,84	1,24	0,46
J-8	519,24	3,23	0,46
J-9	520,21	0,68	0,42
J-10	519,87	2,12	0,45
J-11	519,07	0,7	0,41
J-12	519,29	0,28	0,43
J-13	517,7	4,83	0,48
J-14	518,42	1,32	0,44
J-15	517,97	0,38	0,45
J-16	517,15	2,84	0,46
J-17	517,24	1,04	0,44
J-18	516,78	3,55	0,48
J-19	516,44	2,89	0,48
J-20	516,73	2,84	0,48
J-21	516,72	3,87	0,47
J-22	516,1	3,25	0,46
J-23	516,76	2,03	0,46
J-24	517,94	4,63	0,48
J-25	516,15	3,89	0,44

Suite de tableau 6.1			
Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Concentration du chlore (mg/l)
J-26	518,41	3,1	0,42
J-27	518,94	0,18	0,41
J-28	521,22	4,34	0,44
J-29	521,92	0,7	0,4
J-30	517,72	2	0,5
J-33	517,19	3,14	0,49
J-34	516,74	3,93	0,47
J-35	516,81	4,18	0,49
J-36	517,13	3,48	0,49
J-37	517,84	2,36	0,5
J-38	515,69	5,77	0,45
J-39	515,93	4,52	0,47
J-40	517,08	3,09	0,49
J-41	516,37	3,97	0,48
J-42	517,81	1,96	0,48
J-43	518,31	0,47	0,46
J-44	517,23	1,39	0,5
J-45	517,62	6,78	0,48
J-46	518,14	5,09	0,48
J-47	518,02	6,03	0,45
J-48	518,54	1,45	0,41
J-49	517,63	1,84	0,44

Tableau 6.2 : variation du chlore dans les nœuds pour le réseau projeté :

Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Concentration du chlore (mg/l)
J-1	0,5	0,96	0,96
J-2	0,49	0,76	0,76
J-3	0,49	0,8	0,8
J-4	0,48	0,93	0,93
J-5	0,48	1,28	0,28
J-6	0,44	1,07	0,47
J-7	0,46	0,57	0,57
J-8	0,46	0,44	0,44
J-9	0,41	0,13	0,13
J-10	0,44	0,44	0,44
J-11	0,43	0,77	0,77
J-12	0,38	0,33	0,33
J-13	0,38	0,38	0,38

Suite de tableau 6.2			
Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Concentration du chlore (mg/l)
J-14	0,48	1,72	0,72
J-15	0,48	0,23	0,23
J-16	0,47	0,22	0,22
J-17	0,45	0,07	0,07
J-18	0,47	0,41	0,41
J-19	0,46	0,48	0,48
J-20	0,47	0,48	0,48
J-21	0,45	0,41	0,41
J-22	0,46	0,57	0,57
J-23	0,44	0,72	0,72
J-24	0,45	0,21	0,21
J-25	0,41	0,72	0,72
J-26	0,36	0,89	0,89
J-27	0,45	0,69	0,69
J-28	0,4	0,56	0,56
J-29	0,41	0,46	0,46
J-30	0,41	0,51	0,51
J-31	0,46	0,47	0,47
J-32	0,46	0,89	0,89
J-33	0,46	0,52	0,52
J-34	0,45	0,52	0,52
J-35	0,43	0,59	0,59
J-36	0,37	0,91	0,91
J-37	0,39	0,48	0,48
J-38	0,42	1,06	0,16
J-39	0,38	0,33	0,33
J-40	0,46	0,73	0,73
J-41	0,48	0,34	0,34
J-42	0,47	0,47	0,47
J-43	0,47	0,65	0,65
J-44	0,44	0,73	0,73
J-45	0,46	0,61	0,61
J-46	0,48	0,79	0,79
J-47	0,49	0,96	0,96
J-48	0,46	1,39	0,39

Suite de tableau 6.2			
Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Concentration du chlore (mg/l)
J-49	0,44	1,13	0,33
J-50	0,42	0,67	0,67
J-51	0,38	0,9	0,9
J-52	0,42	0,88	0,88
J-53	0,41	0,78	0,78
J-54	0,39	0,6	0,6
J-55	0,38	0,5	0,5
J-56	0,34	0,27	0,27
J-57	0,37	0,97	0,97
J-58	0,42	0,75	0,75
J-59	0,44	0,53	0,53
J-60	0,43	0,59	0,59
J-61	0,45	0,6	0,6
J-62	0,45	0,53	0,53
J-63	0,46	0,64	0,64
J-64	0,44	0,61	0,61
J-65	0,46	0,19	0,19
J-66	0,46	0,23	0,23
J-67	0,41	0,16	0,16
J-68	0,43	0,03	0,03
J-69	0,47	0,63	0,63
J-70	0,48	0,84	0,84
J-71	0,43	0,12	0,12
J-72	0,48	0,25	0,25
J-73	0,48	0,21	0,21
J-74	0,45	0,27	0,27
J-75	0,47	0,1	0,22
J-76	0,46	0,13	0,13
J-77	0,44	0,05	0,05
J-78	0,44	0,32	0,32
J-79	0,43	0,33	0,33
J-80	0,48	0,53	0,53
J-81	0,42	0,75	0,75
J-82	0,38	0,12	0,12
J-83	0,5	0,67	0,67

Suite de tableau 6.2			
Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Concentration du chlore (mg/l)
J-84	0,49	0,63	0,63
J-85	0,49	0,61	0,61
J-86	0,44	0,43	0,43
J-87	0,48	0,66	0,66
J-88	0,43	0,16	0,16
J-89	0,48	0,44	0,44
J-90	0,49	0,45	0,45
J-91	0,47	0,63	0,63
J-92	0,47	0,23	0,23
J-93	0,44	0,07	0,07
J-94	0,46	0,38	0,38
J-95	0,44	0,59	0,59
J-96	0,45	0,44	0,44
J-97	0,46	0,39	0,39
J-98	0,46	0,59	0,59
J-99	0,47	0,65	0,65
J-100	0,48	0,55	0,55
J-101	0,47	0,59	0,59
J-102	0,49	0,45	0,45
J-103	0,49	0,37	0,37
J-104	0,47	0,53	0,53
J-105	0,47	0,39	0,39
J-106	0,47	0,37	0,37
J-107	0,44	0,43	0,43
J-108	0,43	0,37	0,37
J-109	0,42	0,48	0,48
J-110	0,44	0,53	0,53
J-111	0,46	0,38	0,38
J-112	0,46	0,59	0,59
J-113	0,42	0,16	0,16
J-114	0,44	0,38	0,38
J-115	0,43	0,47	0,47
J-116	0,41	0,08	0,08
J-117	0,38	0,36	0,36
J-118	0,41	0,52	0,52

Suite de tableau 6.2			
Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Concentration du chlore (mg/l)
J-119	0,5	0,46	0,46
J-120	0,48	0,49	0,49
J-121	0,48	0,34	0,34
J-122	0,47	0,6	0,6
J-123	0,45	0,71	0,71
J-124	0,45	0,43	0,43
J-125	0,44	0,53	0,53
J-126	0,43	0,41	0,41
J-127	0,41	0,46	0,46
J-128	0,42	0,35	0,35
J-129	0,41	0,5	0,5
J-130	0,39	0,44	0,44
J-131	0,39	0,22	0,22
J-132	0,39	0,36	0,36
J-133	0,42	0,43	0,43
J-134	0,39	0,79	0,79
J-135	0,35	0,14	0,14
J-136	0,35	0,39	0,39
J-137	0,44	0,79	0,79
J-138	0,41	0,18	0,18
J-139	0,4	0,11	0,11
J-140	0,37	0,6	0,6
J-141	0,41	0,49	0,49
J-142	0,36	0,22	0,22
J-143	0,36	0,24	0,24
J-144	0,42	0,99	0,99
J-145	0,37	0,62	0,62
J-146	0,48	1,73	0,73
J-147	0,43	0,53	0,53
J-148	0,47	1,29	0,29
J-149	0,42	0,42	0,42
J-150	0,45	1,47	0,47
J-151	0,4	0,17	0,17
J-152	0,44	1,08	0,38
J-153	0,4	0,8	0,8

Suite de tableau 6.2			
Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Concentration du chlore (mg/l)
J-154	0,36	0,23	0,23
J-155	0,38	0,09	0,09
J-156	0,39	0,23	0,23
J-157	0,4	0,6	0,6
J-158	0,39	0,35	0,35
J-159	0,43	0,87	0,87
J-160	0,35	0,04	0,04
J-161	0,41	0,81	0,81
J-162	0,36	0,26	0,26
J-163	0,42	1,2	0,27

Remarque :

On remarque que

- Le chlore atteint tous les nœuds avec une concentration acceptable dans le réseau projeté.
- Il ya des nœuds que la concentration de chlore n'atteint pas la valeur acceptable pour le réseau existant.
- La concentration du chlore résiduel dans les nœuds augmente à cause de l'augmentation des vitesses dans les conduites.

VI.8) Conclusion :

L'importance de garder une certaine quantité du chlore résiduel dans le réseau est très importante pour la qualité de l'eau potable, mais elle est très défavorable et dangereuse, si on dépasse les normes de concentration sanitaire pour la santé de la population, c'est pour ce là, il faut prendre part a cette étape pour choisir la concentration voulus.

Chapitre VII :
Protection et sécurité de travail

VII.1) Introduction :

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

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

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

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

VII.2) Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

VII.2.1) 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.

VII.2.2) 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 terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.2.3) Liste des conditions dangereuses :

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

VII.2.4) Liste des actions dangereuses :

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

VII.3) Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VII.3.1) Protection individuelle :

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

VII.3.2) 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.

VII.3.3) Protection collective :

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

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

VII.3.4) Engin de levage :

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

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

VII.3.5) 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.

VII.4) Conclusion :

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

Chapitre VIII :
Gestion du réseau D'AEP

VIII.1) Introduction :

A l'heure où la préservation des ressources en eau est devenue un enjeu partagé par l'ensemble de la population, la promotion des économies d'eau et la maîtrise des prélèvements deviennent indispensables, notamment dans le domaine de l'alimentation en eau potable où la dégradation de certains équipements devient parfois génératrice d'importants gaspillages. Le patrimoine constitué par les réseaux d'eau potable est le résultat des investissements réalisés par les collectivités publiques depuis de très nombreuses années. Au-delà de leur maintenance, il s'agit aujourd'hui d'assurer le renouvellement des canalisations de la manière la plus pertinente.

VIII.2) But de la gestion :

La gestion des systèmes d'A.E.P a pour buts :

- D'assurer la pérennité des ouvrages par des opérations de conservation,
- D'assurer l'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, et de maintenance,
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation : relevage, traitement, stockage et distribution...

VIII.3) Pérennité des ouvrages :

L'objectif primordial de tous gestionnaires est sans nul doute d'assurer la pérennité des tous les ouvrages (d'adduction, stockage, distribution) pour augmenter leurs durées de vie. Pour atteindre cette objectif, un bon gestionnaire doit tenir compte les paramètres suivant :

- Faire une étude sérieuse sur le régime transitoire en dimensionnant parfaitement le réservoir anti-bélier et en faisant un bon dimensionnement mécanique ;
- Tenir compte de la protection contre la corrosion dans le cas des conduites en acier même si le sol n'est pas agressif ;
- Faire un mode de remplissage par un dixième de débit pour le mise en fonctionnement du réseau de distribution ;
- Prévoir une arrivè par le font pour le remplissage du réservoir de stockage pour pallier au problème de l'entartrage.

VIII.4) Entretien du réseau :

VIII.4.1) Lutte contre l'entartrage :

L'entartrage dans le réseau est généralement causé par :

- Une baisse ou élévation de température ;
- Une variation des vitesses dans les tronçons ;
- Une stagnation d'eau dans le réseau.

Pour lutter contre ce phénomène, il ya lieu :

- Soit d'injecter de poly phosphate (2 mg/l) qui constitue un traitement préventif ;
- Soit de choisir une arrivée par le bas où le fond de la tuyauterie dans la cuve du réservoir.

Pour le cas de notre projet d'étude, comme la source est souterraines, il est donc impératif d'ajuster le PH de l'eau à la sortie des forages où les filtres au niveau dev la station de dessalement pour stabiliser l'eau afin de pallier à un éventuel dépôt de carbonate de calcium dans les ouvrages de stockage ainsi que dans le réseau de distribution.

VIII.4.2) Exploitation :

La bonne conduite de l'exploitation d'un réseau d'A.E.P permet de réduire les risques de défaillance des équipements et des installations ; réduire ainsi les coûts de remise en état. L'exploitant est tenu alors d'accomplir avec rigueur des tâches nombreuses telles que :

- Le maintien en bon état des équipements ;
- Les visites de contrôle du fonctionnement des équipements et des installations,
- Les opérations d'entretien systématique liées au fonctionnement quotidien des installations ainsi que les interventions de première urgence,
- Les mesures quotidiennes notamment les relevés des paramètres d'exploitation, les analyses, la signalisation des défauts, et les mesures du rendement.

VIII.4.3) La surveillance :

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentielle de connaître et si possible de prévenir toute dégradation afin de le maintenir en bon état et le rendre ainsi apte à remplir ses fonctions.

VIII.4.4) La maintenance :

La maintenance regroupe les actions de dépannage, de révision et de vérification périodiques des équipements et des installations.

Il existe différentes façons d'organiser les actions de maintenance :

➤Maintenance préventive attitude dictée par des exigences de sûreté de fonctionnement:

-Systématique : effectuée selon un échancier établi à partir d'un temps d'usage ou d'un nombre d'unités d'usage ;

-Conditionnelle : réalisée à la suite d'une analyse révélatrice de l'état de dégradation de l'équipement.

➤Maintenance corrective, effectuée après défaillance, attitude fataliste consistant à attendre la panne pour procéder à une intervention :

-Palliative : dépannage provisoire de l'équipement, permettant à celui-ci d'assurer tout ou une partie d'une fonction requise ; il doit toutefois être suivi d'une action curative dans les plus brefs délais ;

-Curative : remise en l'état initial d'un équipement ou d'une installation à la suite d'une défaillance.

La mise en œuvre d'une maintenance curative efficace nécessite :

-Une parfaite connaissance des installations (fiche technique, catalogue des pièces de rechange etc.).

-Du personnel qualifié.

VIII.5) La gestion patrimoniale :

La qualité de la gestion patrimoniale impacte la performance du service sur trois thèmes principaux, où il apparaît que la gestion du réseau est indissociable de celle de la ressource et des installations de traitement :

La qualité de l'eau distribuée,

La continuité du service,

La préservation quantitative des ressources en eau.

En matière de qualité de l'eau distribuée, les objectifs doivent bien sûr être les mêmes dans tous les services : assurer en permanence au consommateur une eau conforme à la réglementation sanitaire. Même si l'eau qui y est introduite est parfaitement conforme, le réseau de distribution peut être à l'origine de non conformités (couleur, plomb, bactériologie...).

En effet, les interactions entre la qualité et les caractéristiques de l'eau à la sortie de l'installation de traitement, la nature des canalisations, le temps de séjour de l'eau dans le réseau constituent une problématique complexe, pouvant être responsable de la dégradation de la qualité de l'eau du fait de : corrosion interne, dissolution de matériaux en contact avec l'eau etc.....

En effet, l'état des canalisations ne dépend pas seulement de leur âge mais d'un grand nombre de facteurs d'environnement (corrosivité de l'eau et du sol, trafic, pressions) et de caractéristiques de la canalisation elle-même (matériaux, conditions de pose).

Par ailleurs il semble impossible de fixer dans ce domaine un objectif de performance uniforme pour tous les services d'eau : les enjeux économiques comme les attentes des clients sont particulièrement contrastés d'un service à l'autre dans ce domaine, une rupture temporaire d'alimentation ayant évidemment des conséquences économiques et sociales très différentes suivant qu'elle affecte un hôpital ou une maison secondaire, une habitation isolée ou une ville entière.

VIII.5.1) La préservation de la ressource en eau :

Elle est aussi impactée par les politiques de gestion patrimoniale au travers des pertes en eau du réseau, mesurées par son rendement global.

VIII.5.2) L'influence du milieu environnant les conduites :

L'influence du milieu environnant sur les conduites varie fortement en fonction de la localisation et du contexte des collectivités étudiées. C'est là un premier facteur déterminant le caractère local de la problématique de la gestion patrimoniale des réseaux.

De multiples facteurs interviendront, ainsi :

- La présence de nappes phréatiques ;
- Les mouvements de terrain ;
- Les charges du trafic et du poids des terres transmises aux conduites
- La qualité des remblais et des travaux de compactage des sols.
- Les désordres liés aux butées lorsqu'elles sont mal placées et mal dimensionnées ;
- Les mouvements de déstabilisation des sols causés par la pose, le remplacement ou les interventions d'entretien d'autres réseaux techniques ou par des travaux de voirie ;
- La présence de courants vagabonds générés par des installations électriques ;
- Les variations de températures, par les effets de dilatation ou contraction des conduites liés aux effets mécaniques du gel des sols puis du dégel ;
- L'agressivité naturelle de certains terrains qui peuvent induire des phénomènes de corrosion externe ;
- La présence dans le terrain de produits corrosifs ou chimiques.

VIII.6) Les effets des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée :

Les désordres engendrés par la qualité de l'eau peuvent être liés soit à un problème d'équilibre calco-carbonique, soit à un problème de corrosivité d'une eau à l'équilibre (chlorures, sulfates, température...).

Ces désordres peuvent être très divers :

- Phénomènes d'eaux rouges ou noires liés à des problèmes de Fer ou Manganèse ;
- Corrosion interne ;
- Corrosion bactérienne ;
- Attaques des soudures et joints matés au plomb...

La prévention de ces désordres passera par des actions de traitement de l'eau, et en particulier par la remise à l'équilibre des eaux.

VIII.7) Les effets des paramètres hydrauliques du fonctionnement des réseaux :

Un débit insuffisant peut faciliter la formation des dépôts dans les canalisations.

Une pression trop faible posera des problèmes pour l'alimentation des points hauts mais n'engendrera pas de casses au niveau des conduites. En revanche, une pression trop forte provoquera des fuites et des casses au niveau des points les plus fragiles du réseau.

Les variations brusques de débit engendreront, elles, des coups de bélier générateurs de fatigue progressive des tuyaux, d'endommagement des joints, voire de casses.

L'entretien et la maintenance régulière des organes régulateurs de pression constituent donc des tâches essentielles pour la préservation du patrimoine « réseau d'eau potable ». Elles vont avoir un impact positif sur la durée de vie des infrastructures.

Enfin le temps de séjour de l'eau, déterminé par le dimensionnement et le fonctionnement hydraulique du réseau, dégradera la qualité de l'eau s'il est trop élevé. Il sera alors nécessaire de modifier la configuration du réseau (abandon de conduites, sectorisation...) pour atteindre des temps de séjour acceptables en tout point du réseau. Ce type d'intervention sur le patrimoine peut être d'une grande ampleur et d'une certaine complexité lorsqu'il s'agit de corriger une longue évolution historique d'un réseau.

VIII.8) Les outils de suivi de la qualité de l'eau en réseau :

Ces outils ont pour but de caractériser la dégradation de la qualité de l'eau du fait :

Des conduites en elles-mêmes (corrosion) ;

D'un problème de conception du réseau (surdimensionnement du diamètre, longueur des conduites pour un nombre limité de branchements...) entraînant un temps de séjour trop élevé synonyme d'encrassement important.

Ce type de démarche est basé sur des campagnes de prélèvements et d'analyse des eaux, en différents points d'un réseau, et en différentes conditions. Ainsi l'analyse et la comparaison des résultats obtenus avec des prélèvements à fort et à faible débit permettent de localiser les zones où il y a problème d'encrassement ou de corrosion des conduites.

VIII.9) Surveillance courant des adductions et du réseau :

Les travaux d'entretien doivent garantir à la fois la salubrité et le rendement des réseaux.

L'entretien courant concerne tous les appareils de fontainerie qui doivent être visités périodiquement.

Parmi les principaux travaux d'entretien il y'a lieu de citer la détection de fuite d'eau et la désincrustation des canalisations.

Pour l'exploitant la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et des réseaux. Cette surveillance systématique s'appuie sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparation.

Les opérations d'inspection et d'entretien devant être effectuées au niveau du réseau sont :

➤ Contrôles mensuels

Il concerne :

-Le tracé des conduites d'adduction : le but est de rechercher les affaissements éventuels, les écoulements d'eau, les travaux à proximité des conduites,

-Les ouvrages en ligne : il s'agit de vérifier leur état, l'étanchéité de la fermeture des trappes de regard et des portes,

-Les ouvrages de croisement.

➤ Contrôles semestriels

Il concerne :

-Les réducteurs de pression, soupapes de sécurité et d'aération,

-Les conduites et organes de robinetterie.

➤ **Contrôles annuels**

Il concerne :

- Les organes de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position, position, etc.),
- Les réducteurs de pression, soupape de sécurité, et d'aération, fonctionnement étanchéité,
- Les bouches d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyau de prise,
- Les conduites : étanchéité, nettoyage, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout du réseau, capacité de transit des conduites d'adduction et principales (mesure de débit et pression).

VIII.10) Lutte contre le vieillissement des réseaux :

Quelque soit la nature du terrain de la pose, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fer, fonte, acier, etc., ainsi que pour celles, telles que les conduites en béton armé, dans la constitution desquelles il entre des matériaux ferreux.

Cependant diverses méthodes sont employées pour protéger les conduites contre le vieillissement.

VIII.11) Conclusion :

Pour assurer une bonne gestion du réseau de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu, en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites et d'équiper le réseau de différents organes et accessoires. Le sous dimensionnement où le surdimensionnement d'un réseau aura une conséquence démesurée sur la gestion de ce dernier. Par ailleurs, il est conseillé de prendre de mesure préventive pour lutter efficacement contre les dépôts et l'entartrage qui réduisent considérablement la durée de vie des réseaux.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Une bonne gestion du réseau passe toujours par une bonne connaissance de ces infrastructures, de son fonctionnement hydraulique et un entretien de ce réseau. Mais avec le temps ce réseau vieillit, engendrant des perturbations. Une dégradation de la qualité de l'eau est observée. Différents facteurs, nommés aussi « les facteurs de désordres » sont à l'origine de ces dégradations. Ils sont d'origine interne (matériau, diamètre, la résistance à la compression de matériau,...), externe (le sol les fuites, le mouvement des sols ...) et liés à l'exploitation du réseau (débit, pression, vitesse, nature de l'eau...).

Sur le réseau de notre zone d'étude, le vieillissement et sans cortège de symptômes caractéristiques comme : un nombre élevé des interventions sur le réseau une augmentation des pertes de charge, des plaintes concernant la qualité de l'eau sont également observés.

L'étude de réseau de notre zone d'étude a permis d'identifier les spécificités suivantes :

- il n'existe pas encore des compteurs individuels chez tous les consommateurs ;
- sous dimensionnement de réseau ;
- des pertes de l'eau sur le réseau s'élèvent à 40 % ;
- les conduites de service à l'intérieur de la ville forment comme les artères principales, des petites mailles en traversant par endroits les immeubles ;
- malgré la réhabilitation du réseau en 2004, il en reste des tronçons nécessitant un renouvellement immédiat.

De plus, nous n'avons constaté également que le nombre de la population a presque doublé à l'horizon d'étude (2035). Pour remédier à ce phénomène, et après avoir diagnostiqué le réseau existant. Nous avons projeté une nouvelle conception du réseau pour pallier aux éventuels déficits.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Banque mondiale** 2004. Approvisionnement en eau potable. Série pauvreté et besoins Essentiels. Oxford university press.
- [2] **MOREL.A.** 1990. Economie de la distribution d'eau aux populations urbaines à faible revenu dans les pays en voix de développement. Thèse de doctorat. ENPC de Paris.
- [3] **Narendra et P Sharma.** Édition N° 331F 2002. Gestion des ressources d'eaux en Afrique.
- [4] **Mounir BOUSLIMI** 2004. Note de cour alimentation en eau potable.
- [5] **Jean-Loup Robert, Ph.D., ing.**2004 Hydraulique urbaine. Département de génie civil. Faculté des sciences et de génie
- [6] **DEGREMONT :** « Mémento du gestionnaire de l'AEP et de l'assainissement» tome I, Editions Eyrolles Paris 1978.
- [7] **J. BONIN :** Aide mémoire d'Hydraulique urbaine». Editions Eyrolles Paris 1982.
- [8] **H. AAYA** « Cours d'alimentation en eau potable », <http://www.ehtp.ac.ma> .
- [9] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris 1972.