

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la cité 4500 Logements de la nouvelle ville de Bouinan (w.Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-22

APA Citation ( APA توثيق ):

Benaouda, Zakaria (2022). Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la cité 4500 Logements de la nouvelle ville de Bouinan (w.Blida)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la cité 4500Logements de la nouvelle ville de Bouinan (W.Blida)

**Présenté par :**

**Zakaria BENAOUA**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
SALAH Boualem	Professeur	Président
HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Examineur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Examineur
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Promoteur

**Session Juillet 2022**

## REMERCIEMENTS

*A l'issu de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciement à toute les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Mon promoteur monsieur AMMARI Abdelhadi pour son orientation et ses corrections de ce mémoire.*

*Tous ceux et celles de prés ou de loin qui m'ont aidé d'une part ou d'une autre à élaborer mon travail*

*l'ensemble des enseignants pour l'aide qu'ils mon apporté et pour leurs savoir, leurs patience, leurs générosité durant mon cycle d'étude*

*Mon respect aux membreS du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.*



# DEDICACE

## Je Dédie ce modeste travail

*Spécialement à mes très chères parents pour leurs Sacrifices, leurs amour,  
leurs*

*Aide et leurs soutien et me voir ainsi arriver à ce*

*Que je suis devenu aujourd'hui.*

*A mes très chères sœurs et mon frère ;*

*A mes frères de chambre G 06 ;*

*A tout mes amis (es) de l'école.*

## ملخص

تمت في البداية دراسة شاملة لشبكة التوزيع بأخذ بعين الاعتبار كل حاجيات المدينة الجديدة بوعينان (4500 مسكن) بولاية البليدة. لتحقيق اكتفاء كلي في المياه بضغط مناسب. وتمت كذلك دراسة قناة توصيل المياه بعد مقارنة بين مسارين مختلفين , تصميم الخزان كان لديه قسط من الاهتمام وذلك لتجنب الاختلالات خاصة أثناء فصل الصيف. و فالأخير اجرينا تدقيق لتسير المشروع نجم عنه حساب مدة الانجاز المقدرة ب11 شهر بتكلفة تقدر بـ 226 مليون دينار .

## Résumé

Dans un premier temps, une étude approfondie du réseau de distribution a été menée, prenant en compte l'ensemble des besoins de la ville nouvelle de BOUINAN (4500 logements) dans la wilaya de Blida. Afin d'atteindre une autonomie totale en eau à une pression appropriée. La conduite d'amenée d'eau a également été étudiée après comparaison de deux variantes différentes. La conception du réservoir a fait l'objet de beaucoup d'attention afin d'éviter les déséquilibres, notamment pendant l'été. Enfin, nous avons procédé à un audit de l'avancement du projet qui a abouti à calculer le délai de réalisation estimé à 11 mois pour un coût estimé à 226 millions de dinars.

## Abstract:

The work concerns the deep study of the water supply network of the new city of Bouinan (4500 apartment) in Blida. We took into consideration the entire water need of the city in order to reach a complete water need satisfaction with enough pressure. We have studied the water transport pipe according to two variants. The reservoir design took a specific attention in order to avoid any functioning disequilibrium, especially during the hot season. In the end, we estimated the realization duration which was found 11 months and also the global project costs of 226 million dinars.

**Mots clés :** dotation; modulation de pression ; adduction ; simultanéité ; débit probable ; colonne montant ; robinet ; bâtiment ; réservoir

## Sommaire

Introduction générale: .....	11
I.1.Introduction :.....	12
I.2.Situation géographique : .....	12
I.3. Situation actuelle :.....	13
I.4.Situation topographique :.....	13
I.5.Situation géologique : .....	14
I.6.Situation climatologique: .....	14
I.6.1. Climat :.....	14
I.6.2.Température : .....	14
I.6.3. Humidité : .....	14
I.6.4.Le vent : .....	15
I.7.Pluviométrie:.....	15
I.8.Hydrographie : .....	16
I.9.situation hydraulique:.....	16
I.10.Situation économique: .....	16
I.11.Sismicité :.....	17
I.12.Conclusion : .....	17
II.1.Introduction : .....	18
II.2.Evaluation de la population pour l'horizon d'étude 2052: .....	18
II.3.Catégories des besoins:.....	18
II.4.Choix de la dotation :.....	18
II.5.Détermination de la consommation moyenne journalière :.....	19
II.6.Evaluation des besoins en eau : .....	19
II.6.1.Besoins en eau pour l'horizon 2052:.....	19
II.6.2.Besoins en eau collectifs pour l'horizon 2052 : .....	19
II.6.2.1. Besoins en eau administratifs ET publics:.....	19
II.6.2.2.Besoins en eau du secteur sanitaire : .....	20
II.6.2.3.Besoins en eau socioculturels : .....	21

II.6.2.4.Besoins en eau scolaires : .....	22
II.7.Récapitulation des besoins en eau à l'horizon 2052 : .....	23
II.8.Variation de la consommation journalière : .....	23
II.9.Etude de la variation des débits journaliers : .....	24
II.10.Calcul des débits journaliers:.....	25
II.10.1.Débit moyenne journalier: .....	25
II.10.2.Débits maximums journaliers:.....	26
II.10.3.Débits minimums journaliers: .....	26
II.11.Calcul le débit horaire:.....	26
II.11.1.1 <sup>ère</sup> méthode : .....	26
II.11.1.1. Débit moyen horaire : .....	27
II.11.1.2. Débit maximum horaire:.....	27
II.11.1.3.Débit minimum horaire: .....	28
II.11.2.2 <sup>ème</sup> méthode:.....	29
II.11.2.1.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants : 30	
II.11.2.2.Détermination les débits horaire : .....	31
II.12.Conclusion : .....	34
III.1.Introduction : .....	35
III.2.Type d'adduction: .....	35
III.2.1.Adduction gravitaire :.....	35
III.2.2.Adduction par refoulement : .....	35
III.2.3.Adduction mixte :.....	35
III.3.Types d'écoulement dans les conduites d'adduction : .....	35
III.3.1.Ecoulement à surface libre : .....	36
III.3.2.Ecoulement en charge : .....	36
III.4.Choix du tracé : .....	36
III.4.1.Tracé n°1 : .....	36
III.4.2.Tracé n°2 : .....	37
III.5.La ligne piézométrique :.....	38

III.6.L'air dans les tuyauteries : .....	38
III.7.Choix des matériaux de canalisation :.....	38
III.7.1.Fonte:.....	39
III.7.2.Acier: .....	39
III.7.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :.....	39
III.7.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) : .....	39
III.8.Calcul hydraulique : .....	40
III.8.1. Etude des variantes du tracé d'adduction :.....	40
III.8.1.1. Méthode analytique :.....	40
III.8.1.2. Méthode par logiciel EPANET: .....	42
III.8.1. 3.comparaison entre les deux résultants:.....	45
III.8.2. Comparaison entre les variantes retenues : .....	45
III.8.3.Régime transitoire dans les conduites d'eau sous pression :.....	46
III.8.3.1.Problèmes liés au régime transitoire: .....	47
III.8.3.2.Description du phénomène du coup de bélier : .....	47
III.8.3.3.Détermination la valeur de coup de bélier : .....	49
III.8.3.4.Calcul la pression cas d'une fermeture lente :.....	50
III.8.4.Calcul de pression maximale (cas d'heure creuse): .....	51
III.9.Modulation de pression :.....	53
III.9.1.Intérêts de la modulation de pression :.....	54
III.9.2.Equipements de la modulation de pression :.....	55
III.10.Conclusion :.....	57
IV.1.Introduction :.....	59
IV.2.Classification des réseaux de distribution :.....	59
IV.2.1.Réseaux ramifiés: .....	59
IV.2.2.Réseaux mailles: .....	59
IV.2.3.Réseaux mixtes : .....	59
IV.3.Conception d'un réseau :.....	60
IV.4.Principe du tracé du réseau maillé : .....	60

IV.5.Type de canalisation: .....	60
IV.6.Calcul hydraulique du réseau maillé :.....	60
IV.7.Détermination des débits :.....	60
IV.7.1.Débit spécifique: .....	61
IV.7.2.Débit en route:.....	61
IV.7.3.Débits aux nœuds:.....	61
IV.8.Calcul des débits : .....	62
IV.8.1.Cas de pointe :.....	62
IV.8.2.Cas de pointe + incendie : .....	72
IV.8.3. Cas d'heure creuse: .....	73
IV.9.Calcul du réseau: .....	74
IV.9.1.Fonction et application :.....	74
IV.9.2.Résultat de la simulation du réseau :.....	74
IV.9.2.1.Cas de pointe :.....	74
IV.9.2.2.Cas de pointe+incendié: .....	81
IV.9.2.3.Cas d'heure creuse: .....	89
IV.10.Récapitulation des Résultants : .....	91
IV.11. Interprétation du résultat: .....	92
IV.12.Appareil et accessoires du réseau: .....	92
IV.13.Conclusion : .....	93
V.1.Introduction : .....	94
V.2.Définition de colonne montante : .....	94
V.3.Les types de distribution intérieure : .....	94
V.3.1.Distribution directe:.....	95
V.3.2.Distribution en parapluie :.....	95
V.3.3.Distribution par un réservoir surélevé :.....	96
V.3.4.Distribution mixte : .....	96
V.4.Choix de type de distribution : .....	97
V.5.Constitution d'une distribution intérieure : .....	97

V.6.Méthodes de calcul :.....	97
V.6.1.Coefficient de simultanéité $k_s$ :.....	97
V.6.2.Calculer le débit brut :.....	97
V.6.3.Calculer le débit probable : .....	97
V.6.4.Détermination de diamètre de conduite : .....	98
V.6.5.La vitesse :.....	99
V.6.6.La pression : .....	99
V.7.Conclusion :.....	100
VI.1.Introduction :.....	101
VI.2.Utilité des réservoirs: .....	101
VI.3.Emplacement des réservoirs: .....	101
VI.4.classification des réservoirs: .....	101
VI.5.Equipements des réservoirs d'alimentation: .....	102
V.I.6.Choix du type de réservoir :.....	104
VI.7.Détermination de la capacité des réservoirs:.....	104
VI.7.1.Principe du calcul :.....	104
VI.7.1.1. méthode analytique: .....	104
VI.7.1.2.Méthode graphique : .....	105
VI.8.Dimensions des réservoirs: .....	107
VI.8.1.Calcul du diamètre du réservoir :.....	107
VI.8.2.Hauteur de la réserve d'incendie :.....	108
VI.9.Conclusion : .....	108
VII.1.Introduction : .....	109
VII.2.les différents types de pose de canalisation :.....	109
VII.3.Les engins du terrassement :.....	109
VII.4.Les différents travaux de mises en place des canalisations :.....	109
VII.4.1. Nivellement: .....	109
VII. 4.2. Excavation des tranchées :.....	109
VII.4.3.La section de tranchée : .....	111

VII.4.4.Le volume de déblai : .....	112
VII.4.5.Lit de pose : .....	112
VII.5. Devis quantitatif et estimatif d'adduction et réseau de distribution: .....	114
VII.6. Calcul du volume des travaux du réservoir : .....	115
VII.7.Devis quantitatif et estimatif de réservoir :.....	117
VII.8.Planification des travaux : .....	119
VII.8.1.Différentes taches de réalisation: .....	120
VII.9.Conclusion: .....	126
Conclusion générale : .....	127
BIBLIGRAPHIE .....	128
annexe.....	129

### **LISTE DES TABLEAUX :**

Tableau I.1:Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010.....	14
Tableau I.2: Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016).....	15
Tableau I.3:Les coordonnées UTM des forages projetés de Khodem .....	16
Tableau II.1:besoins en eau domestique .....	19
Tableau II.2:besoins en eau administratifs et publics .....	20
Tableau II.3:Besoins en eau du secteur sanitaire .....	21
Tableau II.4:besoins en eau socioculturels.....	21
Tableau II.5:besoins en eau scolaires .....	22
Tableau II.6:Récapitulation des besoins.....	23
Tableau II.7:Débits moyenne journaliers .....	25
Tableau II.8:Débits maximums journaliers .....	26
Tableau II.9:Débits minimums journaliers.....	26
Tableau II.10:Débit moyen horaire .....	27
Tableau II.11:Variation du coefficient $\beta_{max}$ .....	28

Tableau II.12:Débit maximum horaire .....	28
Tableau II.13:Variation du coefficient Bmin .....	29
Tableau II.14:Débit minimum horaire .....	29
Tableau II.15:Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants .....	30
Tableau II.16:détermination de la variation des débits horaire .....	31
Tableau III.1:Coefficients et exposants de la perte de charge.....	41
Tableau III.2:Dimensionnement les deux variantes analytique .....	42
Tableau III.3:Dimensionnement les deux variantes par logiciel.....	43
Tableau III.4:Bilan entre les deux variantes.....	46
Tableau III.5:pression maximum (fermeture lente) .....	51
Tableau III.6:pression maximum (cas d'heure creuse) .....	52
Tableau III.7:Pression après l'installation de vanne de régulation (cas d'heure creuse) .....	57
Tableau IV.1:Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe.....	62
Tableau IV.2:Calcul de débits nodaux à l'heure de pointe+incendie .....	72
Tableau IV.3:Calcul de débits nodaux à l'heure creuse.....	73
Tableau IV.4:Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe).....	75
Tableau IV.5:Calcul des paramètres hydrauliques (cas pointe).....	77
Tableau IV.6:Cotes et pression de chaque nœud cas pointe + incendié .....	82
Tableau IV.7:Calcul des paramètres hydrauliques cas pointe + incendie.....	84
Tableau IV.8:Cotes et pression de chaque nœud (cas d'heure creuse) .....	89
Tableau IV.9:Cote piézométrique pour chaque cas .....	91
Tableau V.1:calcul des débits.....	98
Tableau V.2:calcul de diamètre, vitesse et pression.....	100
Tableau VI.1:calcul de la capacité du réservoir d'alimentation .....	106
Tableau VII.1:Volume déblai et volume décapé.....	112
Tableau VII.2:Volume remblais et du sable.....	113
Tableau VII.3:Devis quantitatif et estimatif d'adduction et réseau de distribution .....	114
Tableau VII.4:Devis quantitatif et estimatif de réservoir.....	118
Tableau VII.5:Récapitulatif du devis estimatif du projet.....	119

Tableau VII.6:Les taches de réalisation de réservoir .....	120
Tableau VII.7:La tache de réalisation d'adduction .....	122
Tableau VII.8:La tache de réalisation d'adduction après la division.....	123
Tableau VII.9:La tache de réalisation de réseau de distribution .....	125

## **LISTE DES FIGURES :**

Figure I.1:Localisation de la commune de BOUINAN.....	12
Figure I.2:Image satellitaire non traitée de la région d'étude.....	13
Figure I.3:Variation des Précipitations moyennes mensuelles de la période 1990-2016.....	15
Figure II.1:Graphique de consommation annuelle .....	24
Figure II.2:Graphique de consommation.....	33
Figure II.3:Courbe intégrale .....	33
Figure III.1:Schéma explicatif.....	36
Figure III.2:Tracé de variante N°1 .....	37
Figure III.3:Tracé de variante N°2 .....	37
Figure III.4:Tracé de Variante N°1(EPANET) .....	44
Figure III.5:Tracé de Variante N°2(EPANET) .....	45
Figure III.6:Description du phénomène du coup de bélier.....	47
Figure III.7:Etape1 .....	48
Figure III.8:Etape2 .....	48
Figure III.9:Etape 3 .....	49
Figure III.10:Etape4 .....	49
Figure III.11:Simulation par débit minimum .....	53
Figure III.12:Principe d'un système de modulation de pression .....	55
Figure III.13:Schéma de principe d'un montage d'une vanne de régulation avec vanne à opercule .....	56
Figure III.14:La simulation après l'installation de vanne de régulation .....	57
Figure IV.1:Plan de réseau projeté.....	62

Figure IV.2:Simulation sur EPANET pour le cas pointe .....	81	
Figure IV.3:Simulation sur EPANET pour le cas pointe + incendie .....	88	
Figure IV.4:Cote piézométrique en fonction de distance.....	92	
Figure V.1:Schéma explicative .....	94	
Figure V.2:Distribution directe .....	95	
Figure V.3:Distribution en parapluie .....	95	
Figure V.4:Distribution par un réservoir surélevé .....	96	
Figure V.5:Distribution mixte.....	96	
Figure VI.1:Arrivée par le fond	Figure VI.2:Arrivée par le bas .....	102
Figure VI.3:Arrivée par chaut libre	Figure VI.4:Arrivée par sur verse .....	103
Figure VI.5:Diagramme de consommation .....	107	
Figure VII.1:Schéma d'une tranchée avec une conduite circulation .....	111	
Figure VII.2:Les éléments de réservoirs .....	115	
Figure VII.3:Réseau à nœud de réservoir.....	121	
Figure VII.4:Réseau à flèche du réservoir .....	121	
Figure VII.5: Réseau à nœud de l'adduction.....	124	
Figure VII.6:Réseau à flèche d'adduction.....	124	
Figure VII.7:Réseau à nœud de réseau de distribution .....	125	
Figure VII.8:Réseau à flèche de réseau de distribution .....	126	

## **LISTE DES PLANCHES :**

**Planche N°1 :** Plan de masse.

**Planche N°2 :** Plan du réseau de distribution.

**Planche N°3 :** Profil en long de l'adduction.

**Planche N°4 :** Plan du réservoir de stockage.

**Planche N°5 :** Schéma synoptique du système de distribution.

## **INTRODUCTION GENERALE:**

L'eau représente la ressource naturelle la plus précieuse d'une importance considérable pour le développement social et économique d'un pays. Elle est indispensable à tous les besoins humains fondamentaux.

Toutes les eaux qui existent dans la nature sous forme de rivières, lacs, cours d'eau ou nappes phréatiques ne sont pas forcément potables. Une eau d'apparence claire peut transporter des substances inertes et vivantes, dans certains cas peuvent être dangereuses pour l'homme. L'eau doit donc subir un traitement avant d'être consommée.

La gestion adéquate de l'eau constitue le défi le plus urgent dans le domaine des ressources naturelles. Sans eau, nous n'aurions ni société, ni économie, ni culture, ni vie. De par sa nature même et ses usages multiples, l'eau est un sujet complexe. Même si l'eau constitue un enjeu mondial, les problèmes et les solutions se situent souvent à un niveau local.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable commence par un bon dimensionnement du réseau pour assurer les besoins de l'agglomération à l'horizon donné. Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est le dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de BOUINAN (wilaya de BLIDA).

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant, par une présentation de la nouvelle ville, l'estimation des besoins en eau, l'adduction à partir du réservoir de tête, le réseau de distribution et les colonnes montantes des bâtiments, réservoir de stockage et le management de projet.

## CHAPITRE 1:DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE:

### I.1.INTRODUCTION :

Ce chapitre portera sur la description générale de toutes les données qui concernent la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique et climatologique et hydraulique, hydrographique, pour connaître les caractéristiques de la zone qui peuvent influencer la réalisation du projet.

### I.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La nouvelle ville de BOUINAN est limitée au Nord par la commune de Boufarik, au Sud par les piémonts de l'atlas Blidéen, à l'Est par BOUGARA et à l'Ouest par la commune de SOUMAA. Elle est située au centre de la wilaya de Blida, à environ 16 Km au nord-est de Blida et à environ 34 Km au sud d'Alger et à environ 45 Km au nord-est de Médéa, d'une altitude de 91 m au niveau de la mer.



Figure I.1:Localisation de la commune de BOUINAN

La figure suivante représente la délimitation de la nouvelle ville de BOUINAN

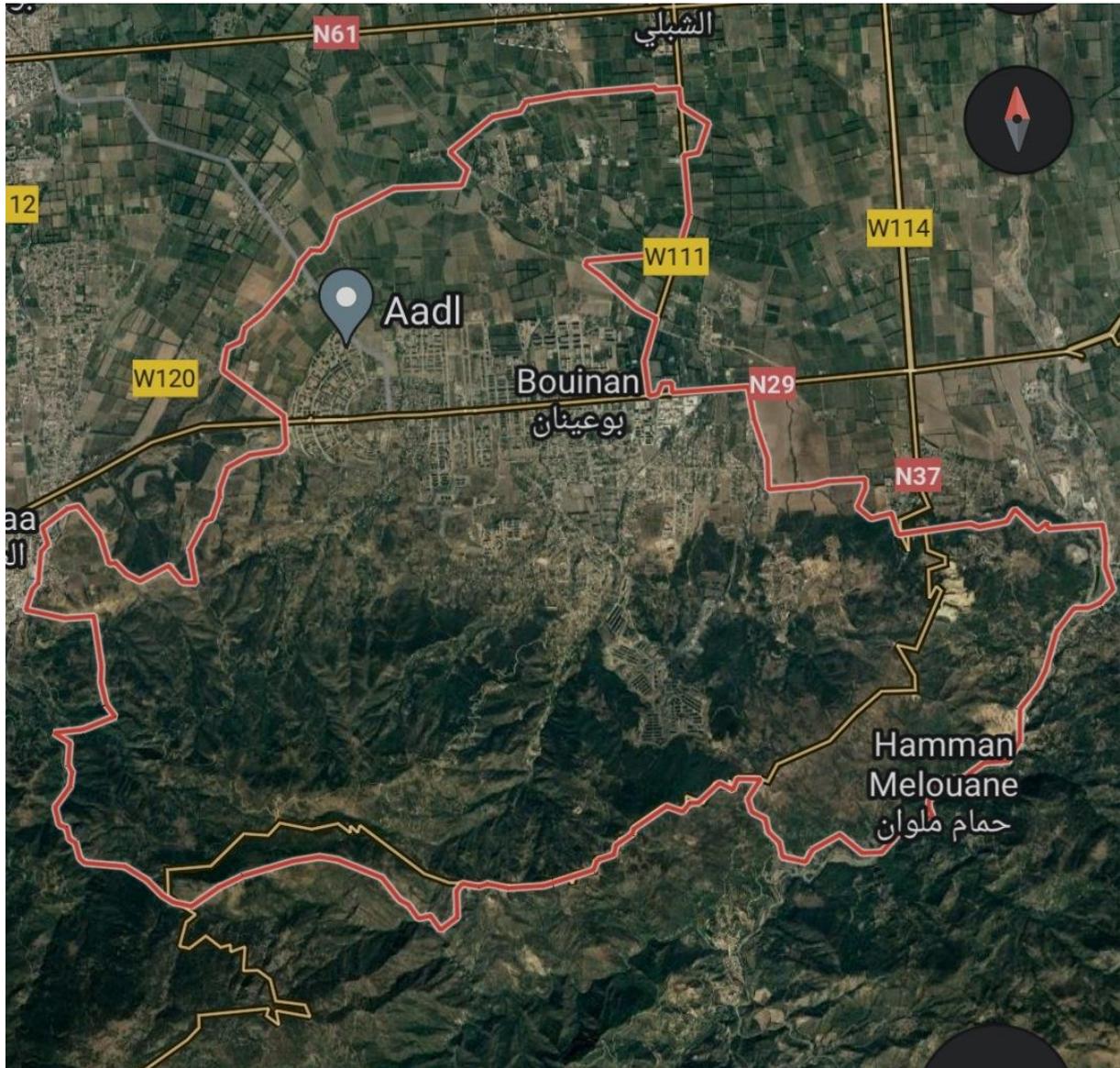


Figure I.2: Image satellitaire non traitée de la région d'étude.

Source: Google EARTH

### I.3. SITUATION ACTUELLE :

La nouvelle ville de BOUINAN comprend plusieurs sites de bâtiments spécialement ceux du programme AADL et LPP, le site sur lequel on travaille accueille 16200 logements, le dernier site c'est celui qui nous concerne, il comprend 4500 logements et se compose de 152 bâtiments (78 bâtiments R+9, 74 bâtiments R+5), il est localisé sur des sites de plaine (voir localisation ci-dessus).

### I.4. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

## Chapitre I : Description de la zone d'étude

La nouvelle ville de BOUINAN est située sur l'Atlas Blidéen, l'altimétrie du site se situe entre les cotes topographiques de 69.12 mNGA et de 100.85 mNGA. Vu ces conditions topographiques on admet un réseau à écoulement gravitaire.

### **I.5.SITUATION GEOLOGIQUE :**

La nouvelle ville de BOUINAN dans sa majeure partie, fait partie de la Mitidja, alors sa nature géologique est très riche par des terres fertiles constituée essentiellement par les alluvions (argile, limon, sable), se sont les terres les plus fertiles de la Mitidja, représentant plus de 50% de sa composition géologique, ces terres sont les plus favorables pour les exploitations agricoles. Le site a été choisi pour implanter la nouvelle ville de Bouinan afin de désengorger les villes Alger et Blida et créer une nouvelle extension urbaine.

### **I.6.SITUATION CLIMATOLOGIQUE:**

#### **I.6.1. Climat :**

Par sa situation géographique, la ville de BOUINAN a un climat méditerranéen sub-humide à semi-aride. Les mois les plus froids sont janvier et février, les plus chauds sont juillet et août.

#### **I.6.2.Température :**

Les observations les plus complètes ont été faites à la station de Dar El Beida, plus régulière. Elles sont représentatives de la Mitidja orientale.

**Tableau I.1: Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010**

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T <sub>Moy</sub> °C	23,57	20,12	15,44	12,5	11,13	11,65	13,25	15,05	18,33	22,25	25,2	26,11	17.88
T <sub>Min</sub> °C	17,6	14,2	10	6,9	5,6	5,1	7,1	9,4	13	16,5	19	20,1	12.04
T <sub>Max</sub> °C	29,54	26,04	20,88	18,1	16,66	18,2	19,4	20,7	23,66	28	31,4	32,12	23.72

Source : ANRH Blida (2017)

On peut distinguer dans cette série deux périodes :

Une période froide s'étalant depuis Novembre jusqu'à Avril .

Une période chaude s'étalant de Mai jusqu'à Octobre .

La température a une influence importante sur la viscosité de l'eau.

#### **I.6.3. Humidité :**

L'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80% dans la zone d'étude d'après les données recueillies.

#### I.6.4. Le vent :

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction Ouest - Nord Ouest dans la période allant du mois d'octobre au mois de Mai, et d'Est-Sud Est de Juin à septembre avec une vitesse de 3,6 km/h.

#### I.7. PLUVIOMETRIE:

Les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 26 ans (1990-2016) pour la station (SOUMÂA), Sont obtenues en faisant la somme de tous les mois des années d'observation et en calculant la moyenne par la suite.

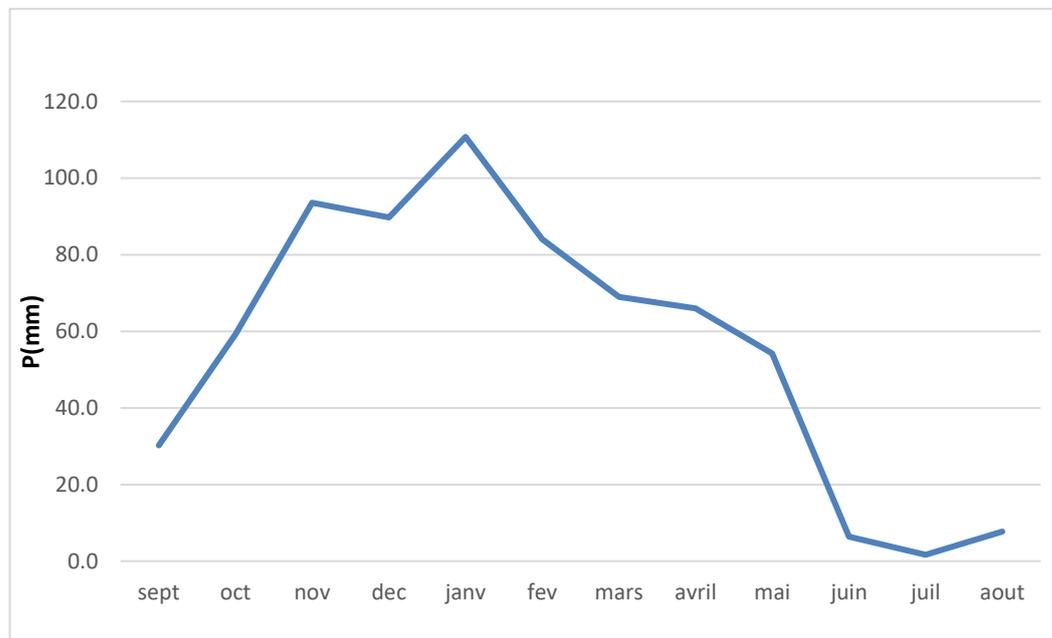
**Tableau I.2: Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016)**

	Sept	Oct.	Nov.	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
P (mm)	30.2	59.2	93.5	89.8	110.7	84.1	69.0	65.9	54.2	6.4	1.7	7.7

Source : ANRH de Blida

L'analyse des variations des précipitations (figure I.3) montre que la période pluvieuse s'étalant du mois de Novembre au mois de Février avec un maximum de 110.7mm au mois de Janvier. Les mois de juin, juillet et Aout sont les plus secs, avec un minimum de précipitation au mois de Juillet.

La figure suivante représente les variations des précipitations moyennes mensuelles :



**Figure I.3: Variation des Précipitations moyennes mensuelles de la période 1990-2016**

### I.8.HYDROGRAPHIE :

Le réseau hydrographique du site de la nouvelle ville est constitué d'oueds de Magtaa lazreg. Ces oueds ont un débit presque nul durant la saison sèche, mais durant la saison des pluies leurs débits augmentent considérablement en charriant des terres et du sable. Une partie importante de ces eaux s'infiltré dans le sol notamment au niveau de la zone de plaine.

Sur la base des observations menées sur le site du projet, La période des pluies la plus importante s'étale de novembre à février.

### I.9.SITUATION HYDRAULIQUE:

La ville de BOUINAN est alimentée par des forages de KHODEM (délimité par le chemin de fer au Nord, par la route national RN61 au Sud, HAUCHE OULED KHADEM à l'Est et HAUCHE Souk Ait Ali à l'Ouest) jusqu'au nouveau réservoir de la nouvelle ville de BOUINAN.

Le tableau suivant représente le volume d'alimentation de la nouvelle ville de BOUINAN :

**Tableau I.3:Les coordonnées UTM des forages projetés de Khodem**

Forages projetés	X	Y	CTN m	Niveau dynamique m	Q l/s
<b>F1</b>	496 707 m E	4 049 201 m N	45.81	-27.81	15
<b>F2</b>	496 810 m E	4 048 998 m N	44.65	-25.35	15
<b>F3</b>	496 986 m E	4 048 093 m N	47.84	-22.16	15
<b>F4</b>	497 008 m E	4 047 849 m N	48.66	-21.34	20
<b>F5</b>	496 195 m E	4 048 284 m N	46.03	-23.97	15
<b>F6</b>	496 351 m E	4 048 461 m N	45.58	-24.42	20
<b>F7</b>	495 977 m E	4 048 428 m N	44.91	-25.09	15
<b>F8</b>	495 661 m E	4 048 621 m N	43.71	-26.29	15

Source : DRE Blida (2018)

### I.10.SITUATION ECONOMIQUE:

## Chapitre I : Description de la zone d'étude

Les programmes attendus de la nouvelle ville sont : pôle d'investissement, détente et loisirs; affaires et commerce ; industrie de haute technologie et la santé le tout sur une superficie totale de 84 hectares.

### **I.11.SISMICITE :**

D'après le nouveau découpage des zones sismiques en Algérie, due au dernier séisme de Boumerdes en 2003, la Wilaya se trouve dans la zone 1, c'est-à-dire une zone à forte sismicité. Car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen.

### **I.12.CONCLUSION :**

Dans ce chapitre nous avons représenté la région d'étude, connaître la topographie, le climat, la géologie et situation hydraulique et économique et hydrographique de la zone de BOUINAN .Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement de l'adduction gravitaire et réseau distribution pour alimentée la nouvelle ville.

## **CHAPITRE 2: Estimation des besoins:**

### **II.1.INTRODUCTION :**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend des plusieurs facteur par exemple l'évolution de la population, ce qui entraine dans ce chapitre le calcul des besoins en eau pour un horizon d'étude de 2052.

### **II.2.EVALUATION DE LA POPULATION POUR L'HORIZON D'ETUDE 2052:**

La nouvelle ville va être urbanisée en 2022, le taux d'occupation pour l'horizon d'étude 2052 est sept (07) personnes par logement. (Source : APC BOUINAN)

### **II.3.CATEGORIES DES BESOINS:**

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à une analyse de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude des nouvelles villes de BOUINAN il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins en eau :

- Besoins domestiques.
- Besoins commerciaux.
- Besoins collectifs (sanitaires, administratifs, éducations, publics, socioculturels et sportifs .....).
- Besoins industriels.

### **II.4.CHOIX DE LA DOTATION :**

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur.

Dans notre projet la dotation de dimensionnement de réseau est 150 l/j/hab.(Source : APC Bouinan)

## II.5.DETERMINATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

:

Le débit moyen journalier au cours d'une année est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i * N_i}{1000} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).

$N_i$  : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

$q_i$  : norme moyenne journalière de la consommation pour chaque catégorie (l/j/unité).

## II.6.EVALUATION DES BESOINS EN EAU :

### II.6.1.Besoins en eau pour l'horizon 2052:

La détermination de nombre d'habitant comme montré

$P = \text{Nombre de logt} \times 7 = \text{nombre habitants}$  ;

Les besoins en eau domestique sont résumé d'un le tableau II.1:

**Tableau II.1:besoins en eau domestique**

Sites	Nombre d'habitants	Dotation ( $m^3/j/hab$ )	consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )
5000Logt	35000	150	5250
2600Logt	18200	150	2730
4500Logt	31500	150	4725
4100Logt	28700	150	4305

Source (APC de Bouinan)

### II.6.2.Besoins en eau collectifs pour l'horizon 2052 :

#### II.6.2.1. Besoins en eau administratifs ET publics:

Le tableau N°II.2 Donné les besoins en eau administratif et publics de nouvelle ville :

Chapitre II : Estimation des besoins

**Tableau II.2: Besoins en eau administratifs et publics**

Sites	Equipments	Nbr	Dotation (l/j/unité)	Unité	Nombre	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
5000 Logt	maison de jeune	1	15	personnes	200	3
	poste police de proximité	1	20	Agent	8	0,16
	station de lavage	1	130	voitures	60	7,8
	abattoir	bovin	500	têtes	12	6
		ovin	200	têtes	15	3
	hôtel	1	90	lit	90	18
TOTAL						37,96
2600Logt	maison de jeune	1	15	personnes	250	3,75
	poste police	1	20	Agent	8	0,16
	station de lavage	1	130	voitures	50	6,5
TOTAL						10,41
4500Logt	Sûreté urbaine	1	5	m <sup>2</sup>	3758	18,79
	stade	2	5	m <sup>2</sup>	860	8,6
TOTAL						27,39

(Source : APC Bouinan)

**II.6.2.2. Besoins en eau du secteur sanitaire :**

Le tableau N°II.3 représente les Besoins en eau du secteur sanitaire publics de nouvelle ville :

## Chapitre II : Estimation des besoins

**Tableau II.3: Besoins en eau du secteur sanitaire**

Sites	Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	unité	Nombre	Q <sub>moyj</sub> (m3/J)
5000Logt	Polyclinique	1	15	patients	106	1,59
TOTAL						1,59
2600Logt	Polyclinique	1	15	patients	170	2,55
	Sale de soins	1	15	malade	80	1,2
TOTAL						3,75
4500Logt	Polyclinique	1	15	patients	106	1,59
TOTAL						1,59

(Source : APC Bouinan)

### **II.6.2.3. Besoins en eau socioculturels :**

Le tableau au dessous représente les Besoins en eau du socioculturels de nouvelle ville :

**Tableau II.4: Besoins en eau socioculturels**

Sites	Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	unité	Nombre	Q <sub>moyj</sub> (m3/J)
5000Logt	Bibliothèque	1	15	lecteurs	87	1,305
	mosquée	1	20	fidèle	235	4,7
	centre culturel	1	15	lecteurs	70	1,05
	crèche	1	20	enfants	112	2,24

(Source : APC Bouinan)

## Chapitre II : Estimation des besoins

**Tableau II.4: Besoins en eau socioculturels (suite)**

TOTAL						9,295
2600Logt	centre psychopédagogique	1	15	malade	70	1,05
	Mosquée	1	20	fidèle	335	6,7
TOTAL						7,75
4500Logt	mosquée	1	20	fidèle	220	4,4
TOTAL						4,4

(Source : APC Bouinan)

### II.6.2.4. Besoins en eau scolaires :

Le tableau N°II.5 représente les Besoins en eau scolaire de la nouvelle ville :

**Tableau II.5: Besoins en eau scolaires**

Sites	Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	unité	nombre	Q <sub>moyj</sub> (m3/J)
5000Logt	Ecole primaire	5	20	élève	1567	31,34
	CEM	2	20	élève	762	15,24
	Lycée	2	20	élève	965	19,3
TOTAL						65,88
2600Logt	Ecole primaire	2	20	élève	625	12,5
	CEM	2	20	élève	740	14,8
TOTAL						27,3
4500Logt	Ecole primaire	4	20	élève	800	16

(Source : APC Bouinan)

## Chapitre II : Estimation des besoins

**Tableau II.5 : Besoins en eau scolaires (suite)**

	CEM	3	20	élève	1318	26,36
	Lycée	1	20	élève	942	18,84
TOTAL						61,2
4100Logt	Ecole primaire	2	20	élève	356	7,12
	CEM	2	20	élève	530	10,6
TOTAL						17,72

(Source : APC Bouinan)

### **II.7. RECAPITULATION DES BESOINS EN EAU A L'HORIZON 2052 :**

Le tableau N°II.6 représente les Récapitulation des besoins de la nouvelle ville de BOUINAN :

**Tableau II.6: Récapitulation des besoins**

Sites	consommation moyenne journalière (m3/j)
5000 Logt	5364,74
2600 Logt	2779,23
4500 Logt	4819,58
4100 Logt	4322,72

### **II.8. VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE :**

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi les quelles nous avons :

La figure suivante représente la consommation annelle en fonction des jours :

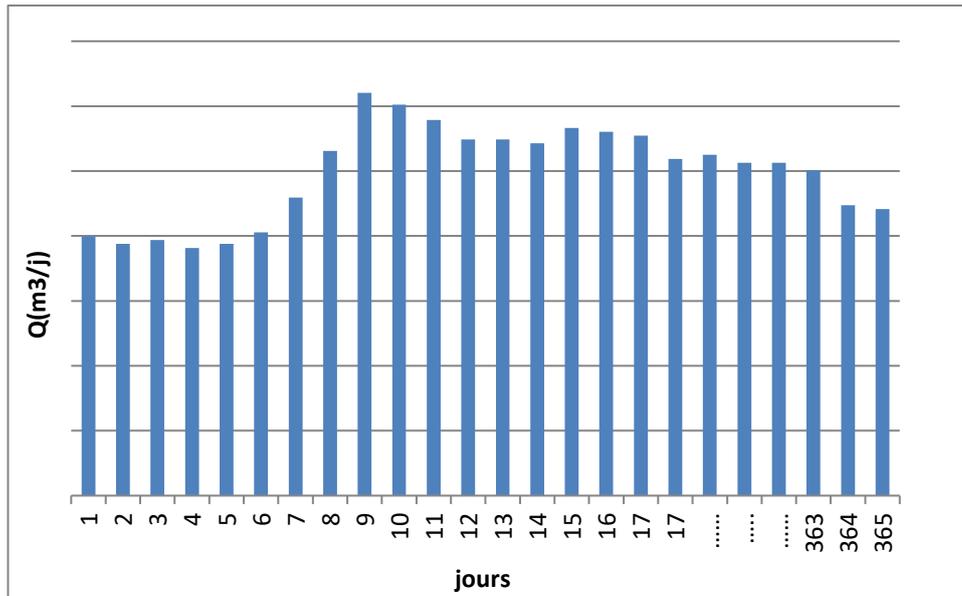


Figure II.1: Graphique de consommation annuelle

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie et de développement de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend le jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend le régime de consommation de la population durant la journée.

## II.9. ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS JOURNALIERS :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{maxj}$ .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne. Ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée  $K_{minj}$ .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{maxj} = Q'_{moyj} * K_{maxj} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots (II.2)$$

## Chapitre II : Estimation des besoins

$$Q_{minj} = Q'_{moyj} * K_{minj} \quad (m^3/j) \quad \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec :

$Q'_{moyj}$  : débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{maxj}$  : débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{minj}$  : débit minimum journalier (m<sup>3</sup>/j).

$K_{maxj}$  : coefficient d'irrégularité maximum, ce coefficient varie entre 1.1 et 1,3

$K_{maxj}$  =1,2 pour les besoins domestiques et les autres besoins.

$K_{minj}$  : coefficient d'irrégularité minimum, ce coefficient varie entre 0,7à 0,9.

$K_{minj}$  =0,8 pour les besoins domestiques et les autres besoins.

### **II.10.CALCUL DES DEBITS JOURNALIERS:**

#### **II.10.1.Débit moyenne journalier:**

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement) contrairement au jugement que l'on pourrait croire les pertes sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 10% à 20% du volume distribué et même 40% dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu.

Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses la valeur de taux de fuite est estimé à 15%.

$$Q_{fuite} = 15\% * Q_{moyj} \dots\dots\dots (II.4)$$

$$Q'_{moyj} = 1,15 * Q_{moyj} \dots\dots\dots (II.5)$$

Le tableau II.7 représente les débits moyens journaliers de la nouvelle ville

**Tableau II.7: Débits moyenne journaliers**

Sites	$Q_{moyj}(m^3/j)$	$Q_{fuitej}(m^3/j)$	$Q'_{moyj}(m^3/j)$
5000Logt	5364,74	804,71	6169,45
2600Logt	2779,23	416,884	3196,11
4500Logt	4819,58	722,937	5542,51
4100Logt	4322,72	648,408	4971,13

### **II.10.2.Débits maximums journaliers:**

Le tableau II.8 représente les débits maximum journaliers de la nouvelle ville :

**Tableau II.8: Débits maximums journaliers**

Sites	$Q'_{\text{moyj}}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{maxj}}$	$Q_{\text{maxj}}(\text{m}^3/\text{j})$
5000Logt	6169,45	1,2	7403,34
2600Logt	3196,11	1,2	3835,332
4500Logt	5542,51	1,2	6651,012
4100Logt	4971,13	1,2	5965,356

### **II.10.3.Débits minimums journaliers:**

Les débits minimum journaliers sont résumés dans le Tableau suivant :

**Tableau II.9: Débits minimums journaliers**

Sites	$Q'_{\text{moyj}}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{minj}}$	$Q_{\text{minj}}(\text{m}^3/\text{j})$
5000Logt	6169,45	0,8	4935,56
2600Logt	3196,11	0,8	2556,88
4500Logt	5542,51	0,8	4434
4100Logt	4971,13	0,8	3976,9

## **II.11.CALCULE LE DEBIT HORAIRE:**

Pour les calculs des débits horaires on utilise deux méthodes.

### **II.11.1.1<sup>ère</sup> méthode :**

Cette méthode consiste à déterminer le débit moyen horaire, en suite on détermine les débits horaires maximum et minimum, on tient compte les coefficients horaires qui dépendant des caractéristiques de l'agglomération.

**II.11.1.1. Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q'_{maxj}}{24} \text{ (m}^3\text{/h) ..... (II.6)}$$

Avec :

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/j)

$Q_{maxj}$  : débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j)

Le tableau suivant représente le débit moyen horaire :

**Tableau II.10: Débit moyen horaire**

Sites	débit maximum journalier (m <sup>3</sup> /j)	débit moyen horaire (m <sup>3</sup> /h)	débit moyen horaire (l/s)
5000Logt	7403,34	308,47	85,68
2600 Logt	3835,33	159,8	44,38
4500 Logt	6650,91	277,12	76,97
4100 Logt	5965,35	248,55	69,04

**II.11.1.2. Débit maximum horaire:**

Ce débit correspond à l'heure de pointe où la consommation est la plus importante durant la journée, on l'utilise pour le dimensionnement du réseau de distribution.

Le débit maximum horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh} \text{ (m}^3\text{/h) .....(II.7)}$$

Avec :

$Q_{maxh}$  : débit maximum horaire (m<sup>3</sup>/h)

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h)

$K_{maxh}$  : coefficient maximum horaire

Le coefficient maximum horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max} \text{ .....(II.8)}$$

## Chapitre II : Estimation des besoins

$\alpha_{\max}$  : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 1,2 à 1,4

On prend  $\alpha_{\max}=1,3$  ;

$\beta_{\max}$  : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donnée par le Tableau suivant :

**Tableau II.11:Variation du coefficient  $\beta_{\max}$**

Population (hab) ( $10^3$ )	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Source : (Salah, 2014)

Vu le nombre d'habitant de chaque ville on déterminé la valeur de  $\beta_{\max}$  correspondant :

Donc:

$$K_{\max h} = 1,3 * 1,15 = 1,495$$

$$Q_{\max h} = 1,495 * 308,47 \text{ m}^3/\text{h} = 461,16 \text{ m}^3/\text{h} , Q_{\max h} = 128,100 \text{ l/s}$$

Le tableau suivant représente les débits maximum horaires :

**Tableau II.12:Débit maximum horaire**

Sites	$\beta_{\max}$	$\alpha_{\max}$	$K_{\max h}$	$Q_{\text{moy},h}$	$Q_{\max,h} \text{ (m}^3/\text{h)}$	$Q_{\max,h} \text{ (l/s)}$
5000 Logt	1,15	1,3	1,495	308,47	461,16	128
2600 Logt	1,2	1,3	1,56	159,8	249,288	69,246
4500 Logt	1,15	1,3	1,495	277,12	414,294	115,08
4100 Logt	1,15	1,3	1,495	248,55	371,58	103,21

### II.11.1.3.Débit minimum horaire:

Le calcul de ce débit est important pour le dimensionnement mécanique de la conduite et pour la détection des fuites.

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moy}h} \text{ (m}^3/\text{h)} \dots\dots\dots \text{(II.9)}$$

Avec :  $Q_{\min h}$  : débit minimum horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

## Chapitre II : Estimation des besoins

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire ( $m^3/h$ )

$K_{minh}$  : coefficient minimum horaire

Le coefficient minimum horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots\dots\dots (II.10)$$

$\alpha_{min}$  : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 0,4 à 0,6

On prend  $\alpha_{min} = 0,5$

$\beta_{min}$  : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donnée par le Tableau suivant :

**Tableau II.13:Variation du coefficient  $\beta_{min}$**

Population (hab) ( $10^3$ )	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Source: (Salah, 2014)

Vu le nombre d'habitant de chaque ville est déterminé la valeur de  $\beta_{min}$  correspondant:  **$\beta_{min} = 0,62$**

Donc :  $K_{minh} = 0,62 * 0,5 = 0,31$ ;  $Q_{minh} = 0,31 * 308,47 = 95,6257 m^3/h$  ,  $Q_{minh} = 26,56 l/s$ ;

Le tableau suivant représente le débit minimum horaire :

**Tableau II.14:Débit minimum horaire**

localité	Coefficient $\beta_{min}$	$\alpha_{min}$	$K_{minh}$	$Q_{moy,h}$	$Q_{min,h}$ ( $m^3/h$ )	$Q_{min,h}$ (l/s)
5000 Logt	0,62	0,5	0,31	308,47	95,625	26,56
2600 Logt	0,5	0,5	0,25	159,8	39,95	11,097
4500 Logt	0,6	0,5	0,3	277,12	83,136	23,09
4100 Logt	0,6	0,5	0,3	248,55	74,565	20,463

### II.11.2.2<sup>ème</sup> méthode:

## Chapitre II : Estimation des besoins

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure, qui varie d'une agglomération à une autre en fonction du nombre d'habitants.

### **II.11.2.1.Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :**

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

La répartition convenable est celle de la troisième colonne (**entre 10 000et 50 000hab**).

**Tableau II.15:Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants**

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type
	<10000	10000 à	50000 à	> 100000	
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00

**Tableau II.15 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (suite)**

19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Source: (Salah, 2014)

**II.11.2.2.Détermination les débits horaire :**

Le tableau suivant représente le régime de consommation de la nouvelle ville

**Tableau II.16:détermination de la variation des débits horaires**

Heurs	% Qmaxj		Cumulé	
	(%)	(m3/h)	(%)	(m3/h)
0-1	3,35	799,14016	3,35	799,14016
01_2	3,25	775,28523	6,6	1574,4254
02_3	3,3	787,21269	9,9	2361,6381
03_4	3,2	763,35776	13,1	3124,9958
04_5	3,25	775,28523	16,35	3900,2811
05_6	3,4	811,06762	19,75	4711,3487
06_7	3,85	918,41481	23,6	5629,7635

**Tableau II.16 : détermination de la variation des débits horaires (suite)**

07_8	4,45	1061,5444	28,05	6691,3079
08_9	5,2	1240,4564	33,25	7931,7642
09_10	5,05	1204,674	38,3	9136,4382
10_11	4,85	1156,9641	43,15	10293,402
11_12	4,6	1097,3268	47,75	11390,729
12_13	4,6	1097,3268	52,35	12488,056
13-14	4,55	1085,3993	56,9	13573,455
14-15	4,75	1133,1092	61,65	14706,564
15-16	4,7	1121,1817	66,35	15827,746
16-17	4,65	1109,2542	71	16937
17-18	4,35	1037,6895	75,35	17974,69
18-19	4,4	1049,6169	79,75	19024,307
19-20	4,3	1025,762	84,05	20050,069
20-21	4,3	1025,762	88,35	21075,831
21-22	4,2	1001,9071	92,55	22077,738
22-23	3,75	894,55988	96,3	22972,298
23-24	3,7	882,63241	100	23854,93
TOTAL	100	23854,93	100	23854,93

D'après les valeurs de tableau précédent l'heure de pointe est située de 8h à 9h et le débit correspondant est :  $Q_{\max h} = 1240,45 \text{ m}^3/\text{h} = 344,56 \text{ l/s}$

La figure suivante représente la consommation horaire en fonction de temps :

## Chapitre II : Estimation des besoins

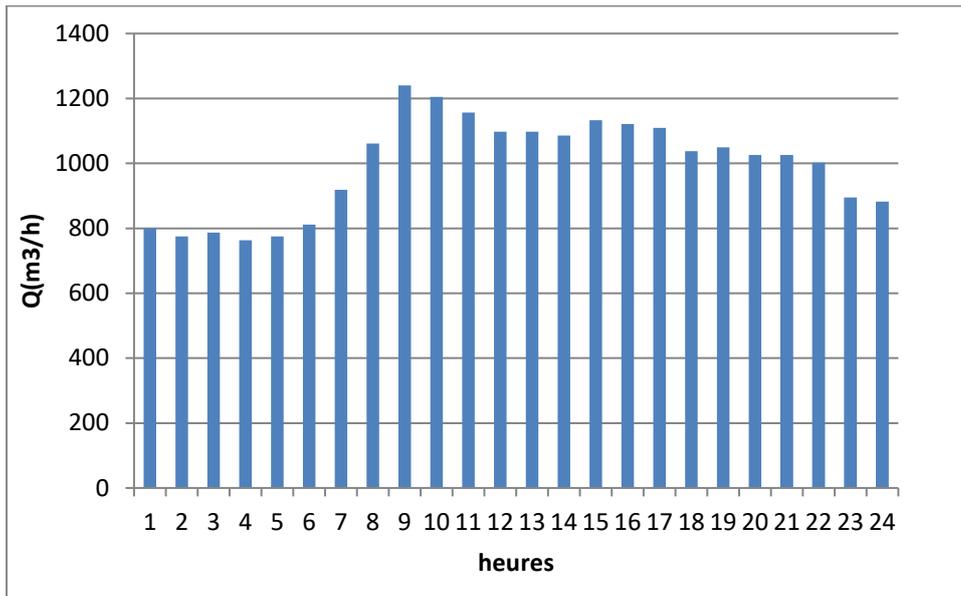


Figure II.2: Graphique de consommation

La figure suivante représente la cumule de débit horaire en fonction de temps :

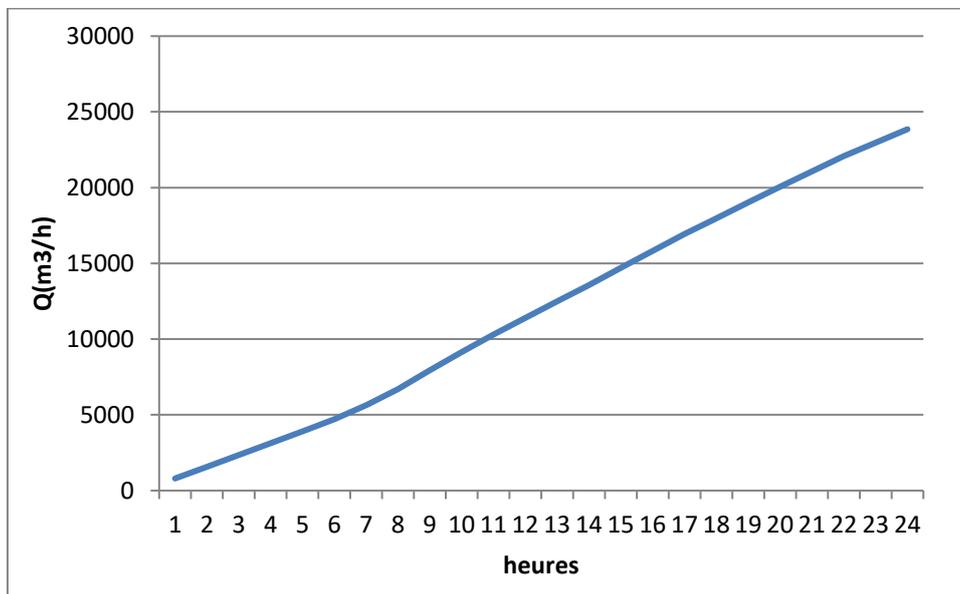


Figure II.3: Courbe intégrale

**Remarque :** le débit de production est inférieur au débit de consommation max journalier et  $Q_{\text{déficit}}=146,109\text{l/s}$ , pour pouvoir satisfaire mes besoins a la future il ajouter des propositions.

**Recommandations :**

Première proposition : alimentation par secteur 12 h par deux secteurs.

Deuxième proposition : Développement des forages existants et réaliser d'autres forages dans la région.

Troisième proposition : Se connecter au transfert oued El-Harrach – Barrage de Douera et réaliser une station de traitement monobloc pour palier au déficit.

**II.12.CONCLUSION :**

Dans ce chapitre nous avons étudié la variation de la consommation ainsi que ses caractéristiques par la méthode des coefficients d'irrégularité journalière et par l'évaluation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants. Et on a calculé le débit maximum journalier  $Q_{maxj} = 23854,93 \text{ m}^3/\text{j}$  et le débit de pointe:  $Q_{maxh} = 344,56 \text{ l/s}$  qui nous servira pour le dimensionnement de système d'AEP de notre projet.

## **CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION :**

### **III.1.INTRODUCTION :**

Le but de ce chapitre est de faire une étude pour le dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire afin de ramener l'eau potable a partir de réservoir de stockage, vers les lots (2600logt+ (3100+1000) logt+5000logt+4500 Logement) de la nouvelle ville de Bouinan.

### **III.2.TYPE D'ADDUCTION:**

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage vers le point d'utilisation. Dans la pratique, ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre. Les longueurs des conduites d'adduction peuvent être vraiment considérables.

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- 1- Adduction gravitaire
- 2- Adduction par refoulement
- 3- Adduction mixte

#### **III.2.1.Adduction gravitaire :**

La source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut être en charge, ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).

#### **III.2.2.Adduction par refoulement :**

La cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompe est donc nécessaire (écoulement en charge).

#### **III.2.3.Adduction mixte :**

Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitaire ment (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitaire ment) vers le réservoir de l'agglomération.

### **III.3.TYPES D'ÉCOULEMENT DANS LES CONDUITES D'ADDUCTION :**

On peut avoir deux types d'écoulement :

### III.3.1.Écoulement à surface libre :

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts .ce type d'écoulement est fonction de la pente.la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

### III.3.2.Écoulement en charge :

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

### III.4.CHOIX DU TRACE :

On peut avoir deux tracés possibles : Tracé direct (court, courbe bien ouvert ; terrain assez accidenté), ou un profil mieux étudié pour éviter les aléas de la topographie.

- Rechercher le tracé le plus court et la plus direct, de façon à avoir de longues alignements raccordés pour des courbés très ouvertes.
- Le choix de tracé en bordure des routes et chemins.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal

- Profil en long aussi régulier que possible, qui ne suive pas forcément le niveau de sol. Pour limiter les points, des sur profondeur et des sous profondeur par rapport à la profondeur normale.
- maintenir une pente de pose supérieure à 0,2%.
- Etudier le profil pour que l'air soit évacué facilement et que la conduit reste toujours pleine (profil piézométrique au-dessus de ligne de conduit).
- éviter les profils horizontale qui substituera un profil comportant des montées lente (0,2à0, 3%) ,300m et des descentes rapides (0,4à0, 6%) ,150m.

La figure suivante représente les points haut et les points bas d'un conduite :

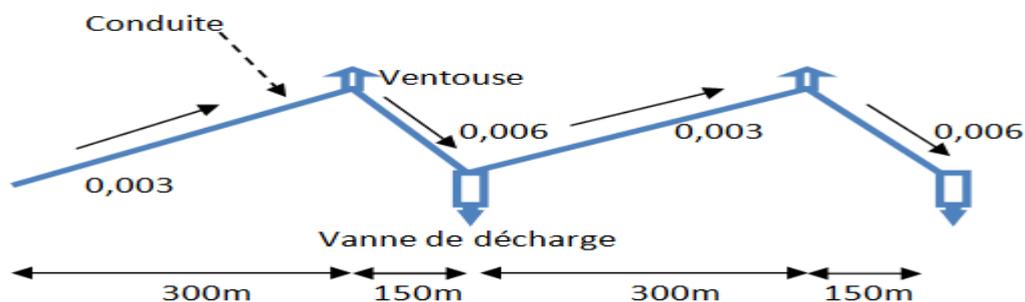


Figure III.1:Schéma explicatif

#### III.4.1.Tracé n°1 :

La figure suivante représente le tracé (en bleu) de variante N°1 :



Figure III.2:Tracé de variante N°1

III.4.2.Tracé n°2 :

La figure suivante représente le tracé (en bleu) de variante N°2 :

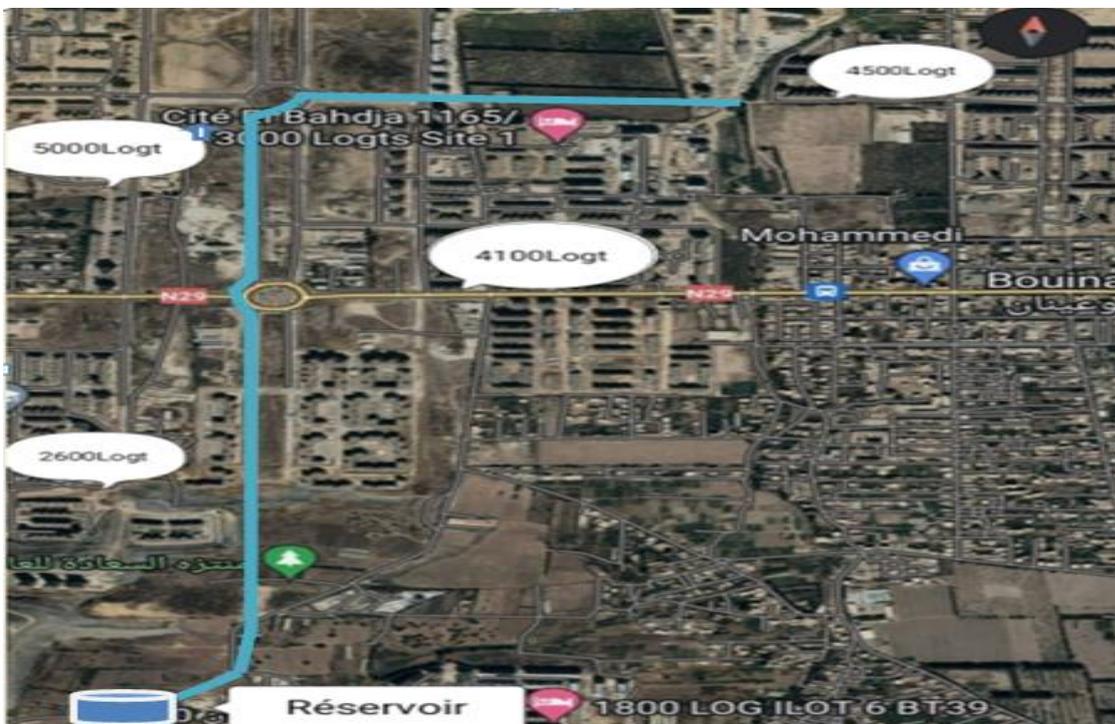


Figure III.3:Tracé de variante N°2

### **III.5.LA LIGNE PIEZOMETRIQUE :**

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau des hauteurs de pression des points d'écoulement dans la conduite.

### **III.6.L'AIR DANS LES TUYAUTERIES :**

Au remplissage ou à la mise en service d'une conduite elle est nécessaire de respecter les conditions suivantes:

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- de localiser les points hauts,
- d'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme,

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse. Pour le choix de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- la vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée annuellement.
- la ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative.
- la brise charge casse la pression positive,

### **III.7.CHOIX DES MATERIAUX DE CANALISATION :**

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD, la Fonte et l'acier et cela en raison des avantages qu'elle présente:
- Très économiques
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)

## Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

- Résistance à des grandes pressions (supérieur à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés parce que le terrain est accidenté (rocheux).
- Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD)
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des Thermo plastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque Chauffante (pour les conduites en PEHD).

### **III.7.1.Fonte:**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

### **III.7.2.Acier:**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

### **III.7.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :**

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a Surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs. Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de L'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

### **III.7.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC,

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

écrasement pour le PEHD). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

### **III.8.CALCUL HYDRAULIQUE :**

#### **III.8.1. Etude des variantes du tracé d'adduction :**

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sur le choix portera sur celle qui est la plus avantageuse et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

Pour dimensionnement d'adduction nous utilisé la méthode analytique et Logiciel EPANET qu'est un logiciel de modélisation hydraulique.

#### **III.8.1.1. Méthode analytique :**

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach:

$$\Delta H_T = \frac{k \cdot L \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} \dots \dots \dots (III.1)$$

$\Delta H_T$ : perte de charge totale (m);

K : coefficient de perte de charge ;

$$L_{et} = L_g + L_{ev} \dots \dots \dots (III.2)$$

$L_{et}$  : représenté la longueur totale de conduite ;

$L_g$  = longueur réelle (géométrique) de la conduit ;

$L_{ev}$  = longueur équivalente aux pertes de charge singulières ;

Q: Débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ );

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s$$

Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

$$\Delta H_T = 1.10 * \Delta H_1 \qquad \qquad \qquad L_{et} = 1,10 * L_g \dots \dots \dots (III.3)$$

$\Delta H_1$  =Perte de charge linéaire (m).

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire:

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * Q^\beta}{\Delta H_T}} \dots \dots \dots (III.4)$$

Q: Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s);

D<sub>av</sub>:Diamètre de la conduite(m);

$\beta$ : Exposant tenant compte du régime d'écoulement;

M: Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et  **$\beta$**  sont donnés dans le **tableau III.1**

**Tableau III.1:Coefficients et exposants de la perte de charge**

Tuyau	K'	M	$\beta$
Acier et fonte	0,00179-0,001735	5,1-5,3	1,9-2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Source: (Salah, 2014)

Pour notre cas, on prend: **K'=0,001052;  $\beta= 2$ ; m= 4,772**, nous choisissons une conduite PEHD PN 16 (la pression nominale dépend a la pression maximale a la intérieur de conduite).

Si Q est connu et v fixé, alors :

$$D^2 = 4 * Q / (3,14 * V) \quad D'ou \quad D = (4 * Q / (3,14 * V))^{0,5};$$

CR:182m ; cote de réservoir ;

L:longueur de conduit ;

CTN: Cote de terrain naturel ;

P : pression ;

$$V = Q / (3,14 * D_{normalisé}^2 / 4) \dots \dots \dots (III.5);$$

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

$$CR = DHT + CP, DHT = \frac{k \cdot l \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} =, CP = CTN + P, P = CP - CTN ;$$

Tableau suivant représente le dimensionnement de la conduite par la méthode analytique :

**Tableau III.2: Dimensionnement les deux variantes analytique**

Dimensionnement de Variante N°1							
Conduit	Longueur	Altitude	Débit	Vitesse	Diamètre intérieur	Pert.Charge Unit.	Pression
	m	m	LPS	m/s	mm	mce	mce
R-A	1140	101	415,53	3,159	409,2	16,19	64,81
A-B	1159	89	346,29	2,633	409,2	11,43	65,38
B-C	618,7	80	243,08	1,848	409,2	2,73	71,6
Dimensionnement de Variante N°2							
Conduit	Longueur	Altitude	Débit	Vitesse	Diamètre intérieur	Pert.Charge Unit.	Pression
	m	m	LPS	m/s	mm	mce	mce
R-A	825,8	114	415,53	3,159	409,2	11,96	56,27
A-B	705,4	86	346,29	2,633	409,2	6,959	77,311
B-C	728,5	76,5	243,08	2,887	327,4	10,265	76,546
C-D	858,8	79,33	115,08	1,366	327,4	2,713	71,003

#### **III.8.1.2. Méthode par logiciel EPANET:**

Tableau suivant représente le dimensionnement de la conduite en utilisant logiciel EPANET

:

**Tableau III.3: Dimensionnement les deux variantes par logiciel**

Dimensionnement de Variante N°1							
Conduit	Longueur	Altitude	Débit	Vitesse	Diamètre intérieur	Pert.Charge Unit.	Pression
	m	m	LPS	m/s	mm	mce/km	mce
R-A	1140	101	415,53	3,16	409,2	13,96	65,01
A-B	1159	89	346,29	2,63	409,2	9,99	65,51
B-C	618,7	80	243,08	1,85	409,2	5,22	71,28
Dimensionnement de Variante N°2							
Conduit	Longueur	Altitude	Débit	Vitesse	Diamètre intérieur	Pert.Charge Unit.	Pression
	m	m	LPS	m/s	mm	mce/km	mce
R-A	825,8	114	415,53	3,16	409,2	13,96	56,47
A-B	705,4	86	346,29	2,63	409,2	9,99	77,43
B-C	728,5	76,5	243,08	2,88	327,4	15,28	75,79
C-D	858,8	79,33	115,08	1,36	327,4	3,89	69,62

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

La première variante caractérisée par longueur de 2917,7 m et diamètre de D ext/Dint : 500/409,2 mm.



Figure III.4:Tracé de Variante N°1(EPANET)

La deuxième variante caractérisée par longueur de 3118,5m, le tronçon primaire  $L_{AB}=1531,2\text{m}$  et de diamètre de  $D_{\text{ext/Dint}} : 500/409,2 \text{ mm}$  et deuxième tronçon  $L_{BC}=1587,3$  avec diamètre de  $D_{\text{ext/Dint}} : 400/327,4\text{mm}$ .

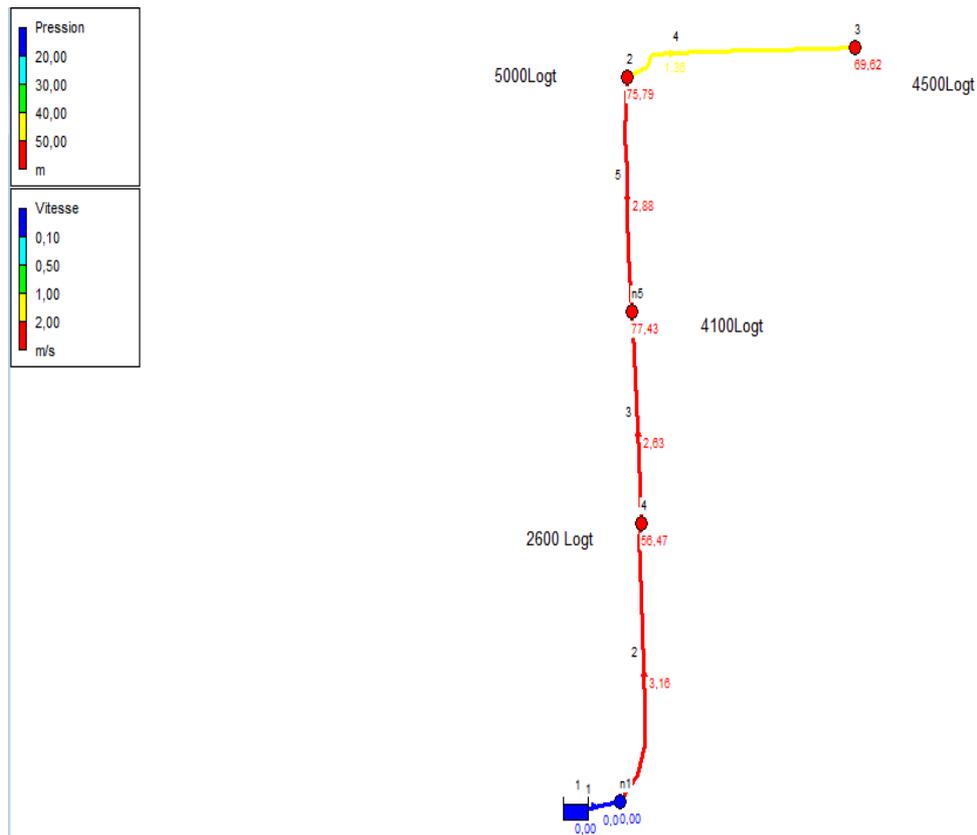


Figure III.5: Tracé de Variante N°2 (EPANET)

### III.8.1.3. comparaison entre les deux résultats:

Le dimensionnement par l'utilisation de logiciel EPANET et par méthode analytique, permettez-nous d'obtenir les mêmes résultats.

### III.8.2. Comparaison entre les variantes retenues :

On a arrivée à déterminer la conduite d'adduction a partir de la comparaison entre le bilan des variantes retenues.

**Tableau III.4: Bilan entre les deux variantes**

variante 01					
Longueur	Diamètre in	Diamètre ex	prix TTC	Coût	Bilan
m	mm	mm	DA/ML	DA	(DA)
1140	409,2	500	41490,75	32919905	
1159	409,2	500	41490,75	33468571	
618,7	409,2	500	41490,75	25670327	
TOTAL					92058803
variante 02					
Longueur	Diamètre In	Diamètre ex	prix TTC	Coût	
m	mm	mm	DA/ML	DA	(DA)
825,8	409,2	500	41490,75	23846717	
705,4	409,2	500	41490,75	20369913	
728,5	327,4	400	26728,45	19471676	
858,8	327,4	400	26728,45	22954393	
TOTAL					86642700

**Interprétation:**

La variante retenue est donc la deuxième qui comprend un tronçon R-(4500Logt) une distance de 3118,5m, par ce que elle moins cher, et qui satisfait les conditions techniques.

**III.8.3.Régime transitoire dans les conduites d'eau sous pression :**

Contrairement au cas du régime permanent, le régime transitoire est caractérisé par des variations de pressions et de vitesses dans le temps. Ces variation sont accompagnées par le phénomène de propagation d'ondes de pression qui parcourent le réseau pendant un certain temps jusqu'à leur amortissement et l'établissement d'un nouveau régime permanent.

Ces évènement peuvent survenir suite à des manœuvres normales sur la canalisation ou à des incidents (erreur de manipulation des vannes par exemple).

### III.8.3.1. Problèmes liés au régime transitoire:

Lors d'un coup de bélier, des efforts de pression très importants interviennent. Les effets sont particulièrement néfastes pour les tuyaux qui ne peuvent supporter des variations de pression trop grandes. Les conséquences principales sont :

- sensibilité des conduites aux surpressions et aux dépressions, surtout au niveau des joints (aspiration des joints, fuite, détérioration du revêtement interne, rupteur de canalisation).
- lorsque l'onde de pression se forme, si la pression devient inférieure à la pression de vapeur saturante, la cavitation apparaît.
- Le phénomène de vibration sera d'autant plus fort que :
  - la vitesse de l'eau est élevée.
  - la longueur de la canalisation est grande.
  - le diamètre de la canalisation est petit.
  - la « fermeture » de l'eau rapide.

### III.8.3.2. Description du phénomène du coup de bélier :

On prend le cas de fermeture d'une vanne pour examiner les étapes du coup de bélier.

Lors de la fermeture brutale de la vanne, les particules liquides trouvent devant elles un obstacle infranchissable, leur énergie cinétique se transforme en énergie potentielle qui se manifeste dans la compression du liquide et dilatation de la conduite. La masse volumique de l'eau va légèrement augmenter.

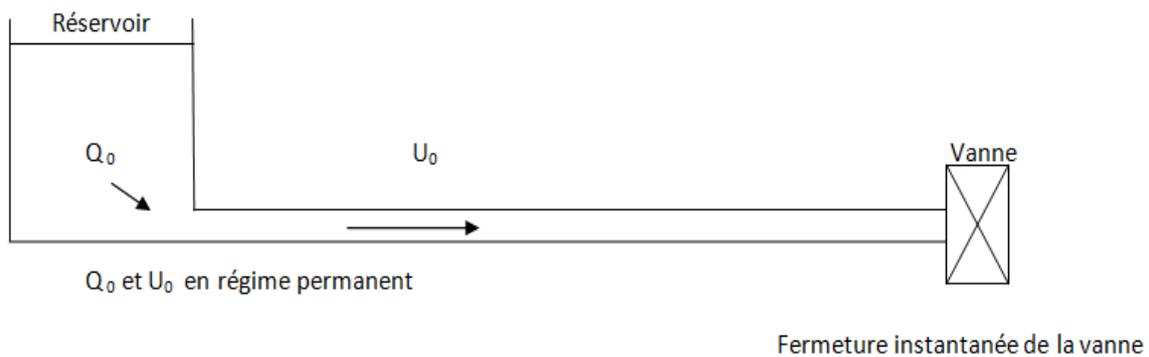


Figure III.6: Description du phénomène du coup de bélier

#### Etape 1 :

Propagation très rapide jusqu'au réservoir amont (plus la conduite est rigide plus la vitesse de propagation est rapide). On appelle « a » la célérité de l'onde, « L » longueur de la conduite (a supérieur à U).

L'étape 1 due de  $t=0$  à  $t=L/a$ .

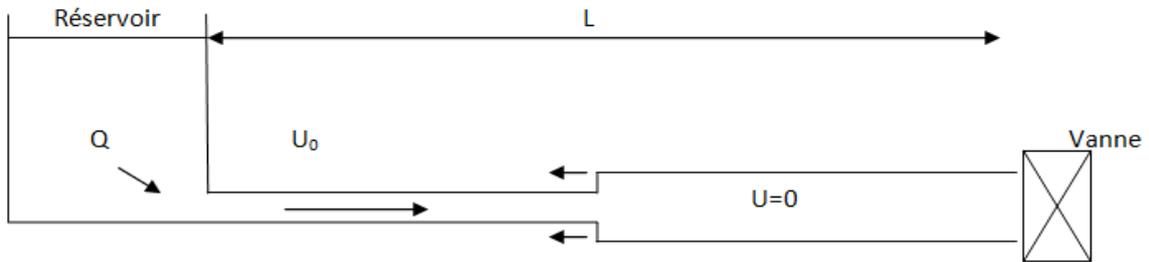


Figure III.7:Etape1

**Etape2 :**

Arrivée de l'onde au réservoir amont. La pression redevient normale, le diamètre et la masse volumique également. Le fluide se déplace dans le sens inverse du sens initial. Cette propagation dure du temps  $t=L/a$  au temps  $t=2L/a$ .

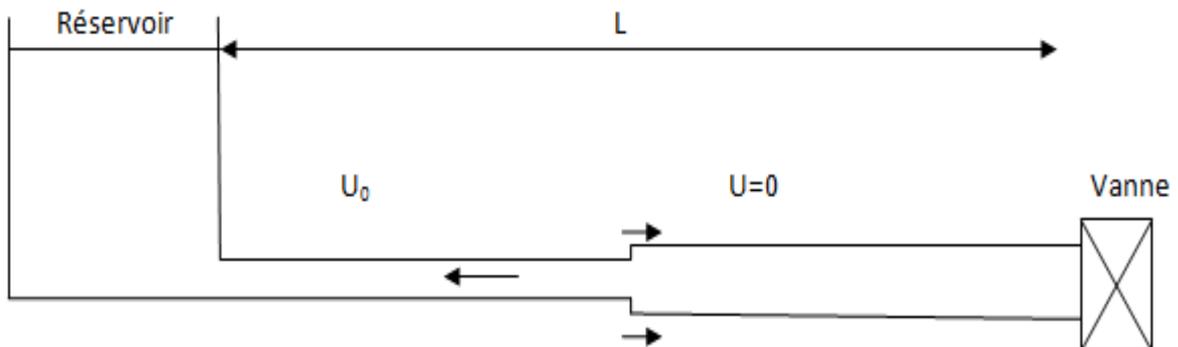


Figure III.8:Etape2

**Etape3 :**

L'onde de pression revient vers la vanne, la conduite va alors se contracter. L'étape 3 due de  $t=2L/a$  à  $t=3L/a$ .

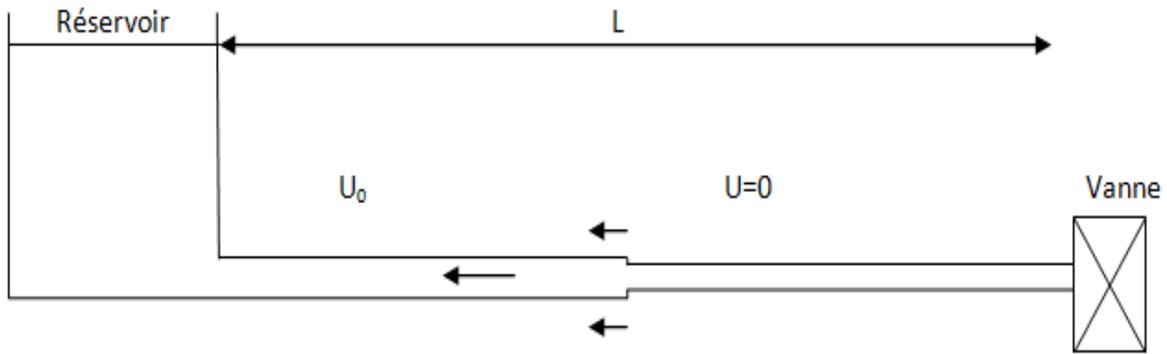


Figure III.9:Etape 3

**Etape4 :**

Arrivée de l'onde en dépression au réservoir amont. La pression de la conduite s'équilibre avec celle du réservoir en induisant une vitesse  $U_0$  du réservoir vers la conduite. L'étape 3 due de  $t=3L/a$  à  $t= 4L/a$ .

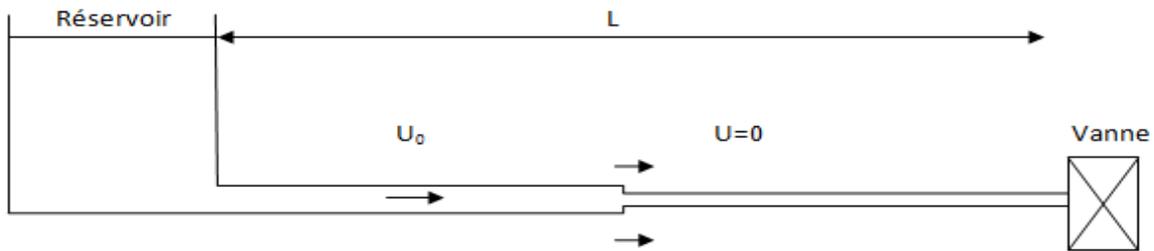


Figure III.10:Etape4

**III.8.3.3.Détermination la valeur de coup de bélier :**

- **Cas d'une fermeture rapide:** une manœuvre est rapide lorsque le temps d'annulation du débit est inférieur ou égal à  $2L/a$ , ce qui correspond au temps nécessaire à l'allée et retour d'une onde élastique. La valeur maximale du coup de bélier s'écrit alors :

$$\Delta h = (+ou-) cU_0 / g \text{ (m) ..... (III.6)}$$

- **Cas d'une fermeture lente :** dans ce cas, on n'applique plus la formule MICHAUD :

$$\Delta h = 2LU_0/(gT) \text{ (m) .....(III.7)}$$

T : étant le temps de fermeture totale de la vanne.

**Calcul la célérité :**

Pour le calcul de la célérité d'onde:

La célérité d'ondes est calculée par la formule suivante:

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \text{ (m/s) ..... (III.8)}$$

E= module de Young du matériau de la conduite.

D=Diamètre intérieur de conduite ;

e=épaisseur de conduite ;

$\rho$ =masse volumique d'eau ;

k=coefficient d'élasticité de l'eau ;

Et dans le cas d'une conduite enterrée, on aura d'après la formule de Salah B:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{ri(1-Vm^2)(1-Vs)}{(1-Vm^2)riEs + Em em(1-Vs)}}} \text{ (m/s)..... (III.9)}$$

ri : rayon de conduite ;

Vm : coefficient de poisson de matériaux ;

Vs : coefficient de poisson de sol ;

Em : module d'élasticité de matériaux ;

Es : module d'élasticité de sol ;

em : épaisseur de matériaux ;

#### **III.8.3.4.Calcul la pression cas d'une fermeture lente :**

La pression (cas d'une fermeture lente) est égale la pression en régime permanent + la valeur de coup de bélier (cas d'une fermeture lente)

On à choisi conduite en PEDH, et le choix de PN de conduite dépend à la pression calculée en régime permanent plus la valeur de coup de bélier (cas d'une fermeture lente).

On pose PN=16 bar ;

Pour protéger la conduite contre le coup de bélier il faut installer des vannes à fermetures lentes.

#### **La valeur de coup de bélier (Cas d'une fermeture lente) :**

$\Delta h = (2LU/gT)$  ; P+Dh inférieur à pression nominale

T=le temps de fermeture totale de la vanne ; T supérieur à  $2LU/(g * (PN - P))$ ,

PN : Pression nominale, P : pression en régime permanent ;

U : la vitesse, L : longueur de conduite ;

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

Les vannes papillons (vanne à fermeture lente) : peuvent aussi bien servir pour le sectionnement et même pour le réglage des débits. Elles ont un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture.

Le tableau suivant représente la pression maximum en cas de fermeture lente :

**Tableau III.5:Pression maximum (fermeture lente)**

Les pointe	Longueur (m)	Temps de fermeture	$\Delta h$ (m)	Pression (m)	$\Delta h$ +Pression (m)
R-A	825,8	1min	8,86	56,27	65,13
R-B	1531,2	5min30s	2,48	77,31	79,79
R-C	2259,7	7min	3,16	76,54	79,71
R-D	3118,5	2min	7,24	71	78,23

**Remarque :** la pression (cas d'une fermeture lente) inférieur à la pression normalisée de notre conduite.

#### **III.8.4.Calcul de pression maximale (cas d'heure creuse):**

Après le dimensionnement hydraulique, il faut déterminer la pression maximum c'est-à-dire la pression en l'heure de faible consommation pour vérifier Est-ce que la conduite de notre projet résiste à la pression maximale. Pour les calculs en utilise la formule de Darcy-Weisbach : (III.1)

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

Le tableau suivant représente les pressions maximale qui supporter la conduite :

**Tableau III.6:Pression maximum (cas d'heure creuse)**

Conduite	Longueur	Altitude	Débit	Diamètre intérieur	Pert. De Charge	Pression
	m	m	LPS	mm	mce	m c e
R-A	825,8	114	81,21	409,2	0,586	67,41
A-B	705,4	86	70,11	409,2	0,381	95,03
B-C	728,5	76,5	49,65	327,4	0,619	103,91
C-D	858,8	79,33	23,09	327,4	0,18	100,9

La figure suivante représente la simulation par le débit minimum de consommation :

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

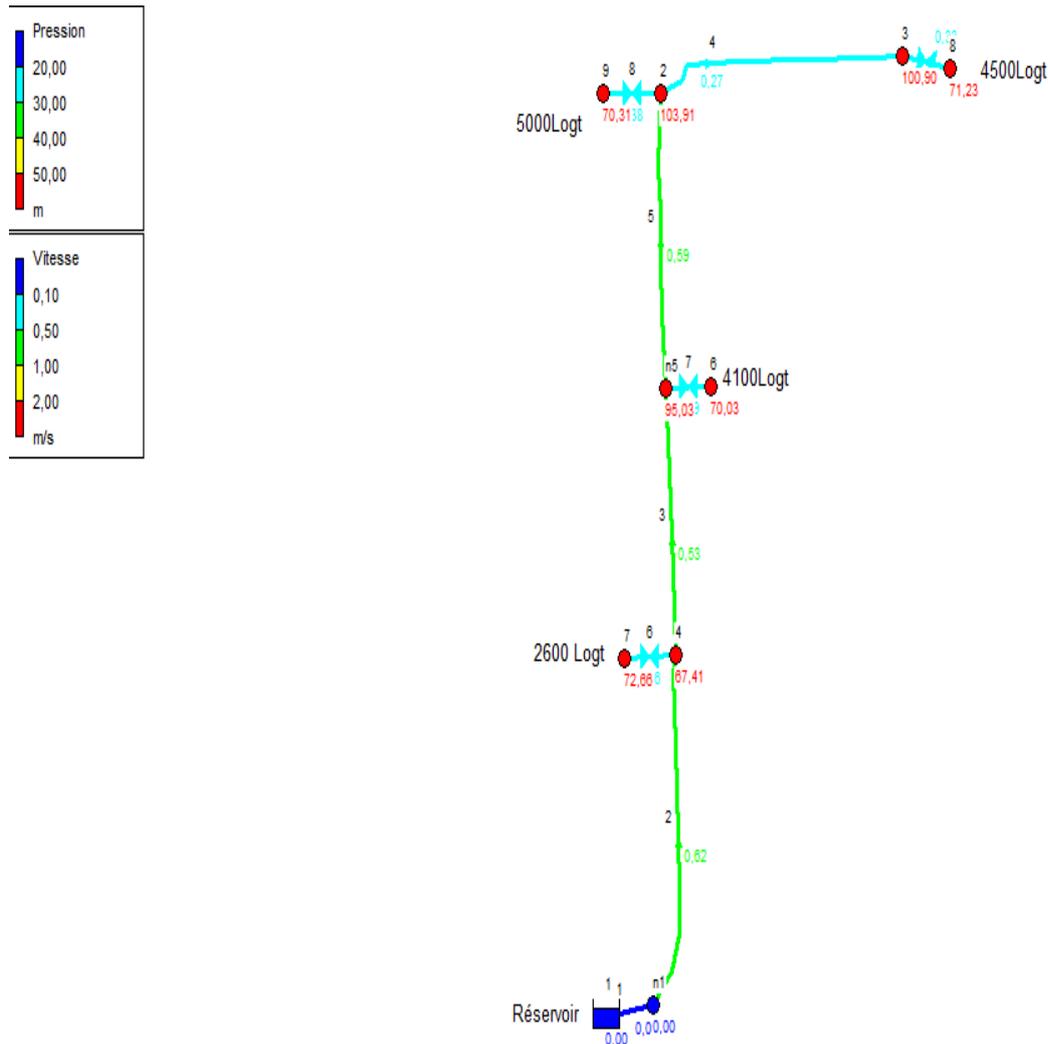


Figure III.11: Simulation par débit minimum

**Remarque :** la pression maximale (cas d'heure creuse) inférieure à la pression nominale. Alors la conduite de notre projet caractérisée par pression nominale à 16 Bar.

#### III.9. MODULATION DE PRESSION :

A l'entrée de chaque secteur il y a variation de pression pendant de la nuit/jour, cette variation a des facteurs qui contribuent à la détérioration du réseau tout comme le vieillissement, la corrosivité de l'eau et l'agressivité du sol. Une fois l'état structurel du réseau fragilisé, le niveau de pression et ses variations provoqueront une casse.

La modulation de pression a souvent été considérée, cette technique destinée à réduire les fuites dans les réseaux très dégradés. Pourtant, partout où il existe des fortes variations de pression (entre le jour et la nuit) ou de fortes pressions, ces contraintes sévères aux ces changements permanents de conditions hydrauliques engendrent non seulement un grand nombre des fuites, mais provoquent également une fatigue mécanique des canalisations, qui se traduit par une réduction de leur durée de vie.

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

Une bonne gestion de la pression hydraulique du réseau peut donc apporter des bénéfices significatifs sur :

- La réduction des pertes en eau (donc une économie d'eau) ;
- La durée de vie des réseaux (réduction du stress, de la fatigue du réseau lié aux variations jour/nuit) et quelques soient les matériaux utilisés ;
- Le confort de l'abonné (niveau de pression adapté, même aux points critiques si la pression est régulée en fonction de la consommation) ;

#### **III.9.1. Intérêts de la modulation de pression :**

**La modulation de pression :** la modulation de pression à la demande permet de maintenir à un niveau aussi bas et constant que possible à la valeur minimale nécessaire et suffisante à la satisfaction des besoins des consommateurs.

En d'autres termes, la modulation de pression consiste à installer à l'entrée d'un secteur une vanne de réduction de pression asservie à un modèle de consommation : l'objectif étant de fournir au consommateur à tout moment de la journée la pression minimale compatible avec une bonne qualité de service. Au préalable, les secteurs où sa mise en œuvre se justifie auront été déterminé (campagnes de mesure, sectorisation, définition des points critiques, étude des profils de consommation, historique des casses.....)

Pour résumer, il s'agit de réduire au maximum les pressions d'entrée d'un système tout en maintenant des pressions de service satisfaisantes aux points critique de distribution.

Les principaux bénéfices de la modulation sont :

- De réduire le débit de toutes les fuites (petites, grandes, visibles ou non) sans avoir à les identifier, et donc d'économisée l'eau produite (de l'ordre de 5 à 20 pourcent du volume distribué selon les expériences déjà réalisées ;
- Réduire la fréquence des casses et donc :
  - De diminuer les coûts de réparation et d'intervention ;
  - De prolonger la vie de réseau en réduisant le niveau de stress subi par les canalisations ;

**La régulation de pression :** le pic de consommation représenté généralement au maximum 5 à 10 pourcent de la journée. Le reste du temps, la pression délivrée au réseau est souvent au réseau est souvent excessive : la perte de charge est négligeable une fois le pic de consommation passé. Par ailleurs, le confort de l'abonné ne nécessite pas la même pression en pied d'immeuble en permanence.

La modulation à la demande est la méthode la plus avantageuse car elle prend en compte toutes les heures creuses de consommation. La pression n'est pas seulement régulée pendant les 7h de nuit mais aussi pendant environ 15h par jour de faible consommation (dépend à régime de consommation), La régulation de pression suivant la demande.

**Impact sur la pression et respect du confort de l'abonné :**

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

Avec la modulation de pression à la demande, l'abonné conservera un niveau de pression quasi-constant et stable tout au long de la journée. Tous les bénéfices obtenus par cette méthode se font pendant les heures de faible consommation (régime de consommation).

La nuit, la consommation de l'abonné est quasi-nulle. La perte de charge sur le réseau devient nulle également et le niveau de confort de l'abonné peut être abaissé.

Les pertes de charge sur le réseau en fonction de la consommation peuvent être mesurées par des enregistreurs de pression pendant les jours de plus fort consommation. Toutefois si le compteur est équipé avec un réducteur de pression en partie privative, l'impact de la modulation de pression sera négligeable.

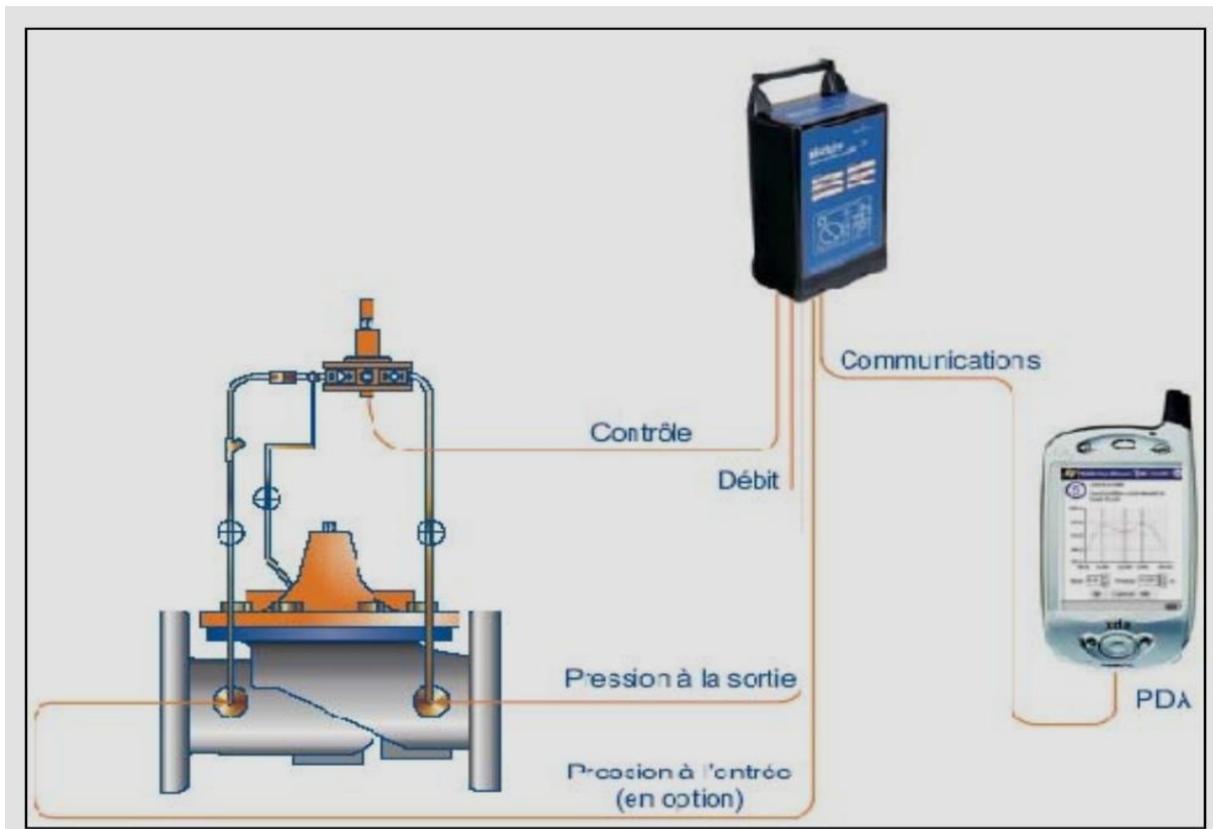
#### **III.9.2. Equipements de la modulation de pression :**

##### **Principe d'un système de modulation de pression :**

Pour mettre en place un système de modulation de pression, il est nécessaire de disposer de :

- Une vanne de régulation hydraulique à pilote ;
- Un modulateur permettant le contrôle de vanne à distance et selon une consigne pré-établie ;
- Un appareil de saisie et d'affichage des données ;

La figure suivante représente le système de modulation de pression :



**Figure III.12: Principe d'un système de modulation de pression (ROZENTAL, 2010)**

##### **Principe de montage d'une chambre de vanne de régulation :**

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

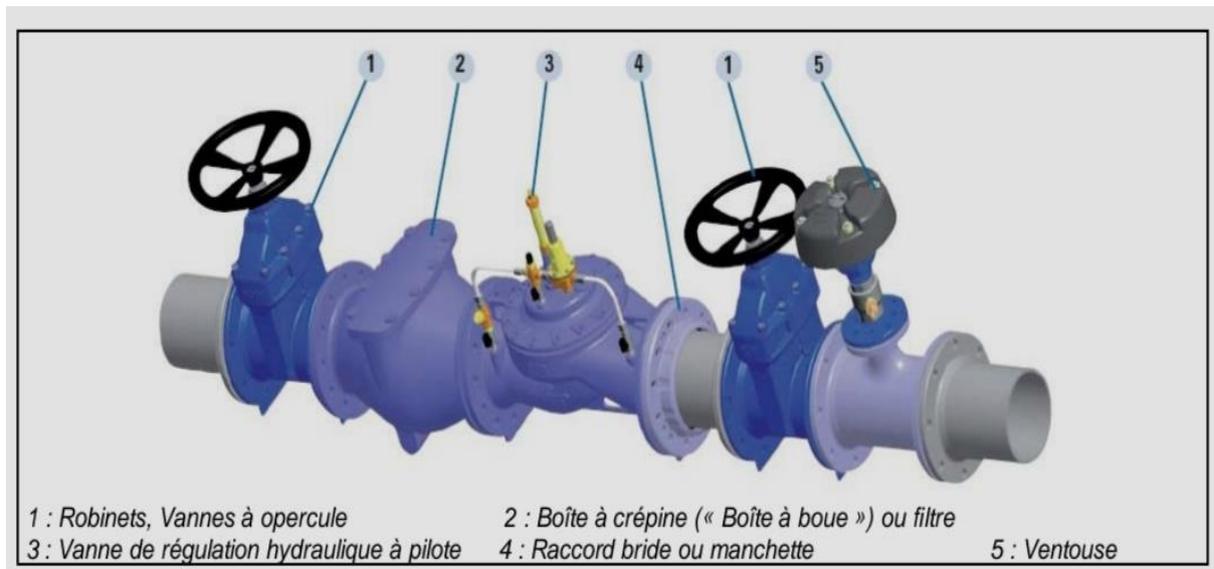
Tous les équipements doivent être installés dans un regard, ce qui facilite la détection d'anomalies en cas de problème. A défaut de place, la vanne papillon, amont ou aval être installée à l'extérieur de regard en intercalant préalablement un manchon de canalisation. Par contre, il est primordial que la vanne de régulation et filtre «boîte à boue», ou boîte à crépine, soient installés dans le regard ; ils ne doivent jamais être enterrés.

Il est possible d'utiliser une vanne papillon ou une vanne à opercule. Cette dernière est généralement privilégiée pour les diamètres inférieurs à 300 mm. Il est recommandé d'utiliser un filtre ou boîte à crépine « boîte à boue » avec ouverture chapeau afin de faciliter son accessibilité et sa facilité de manipulation.

La ventouse 4fonction permet les modes aspiration et compression pour l'aération/désaération du système.

Généralement, le diamètre de la vanne de régulation est inférieur au diamètre du tuyau pour éviter que la vanne ne fonctionne pas lorsque la plage d'ouverture est trop petite, ce qui peut provoquer cavitation. Il est recommandé de maintenir la vanne ouverte à au moins 20 pourcent. Fonctionnement normal de A la vanne est ouverte entre 25 et 75 pourcent.

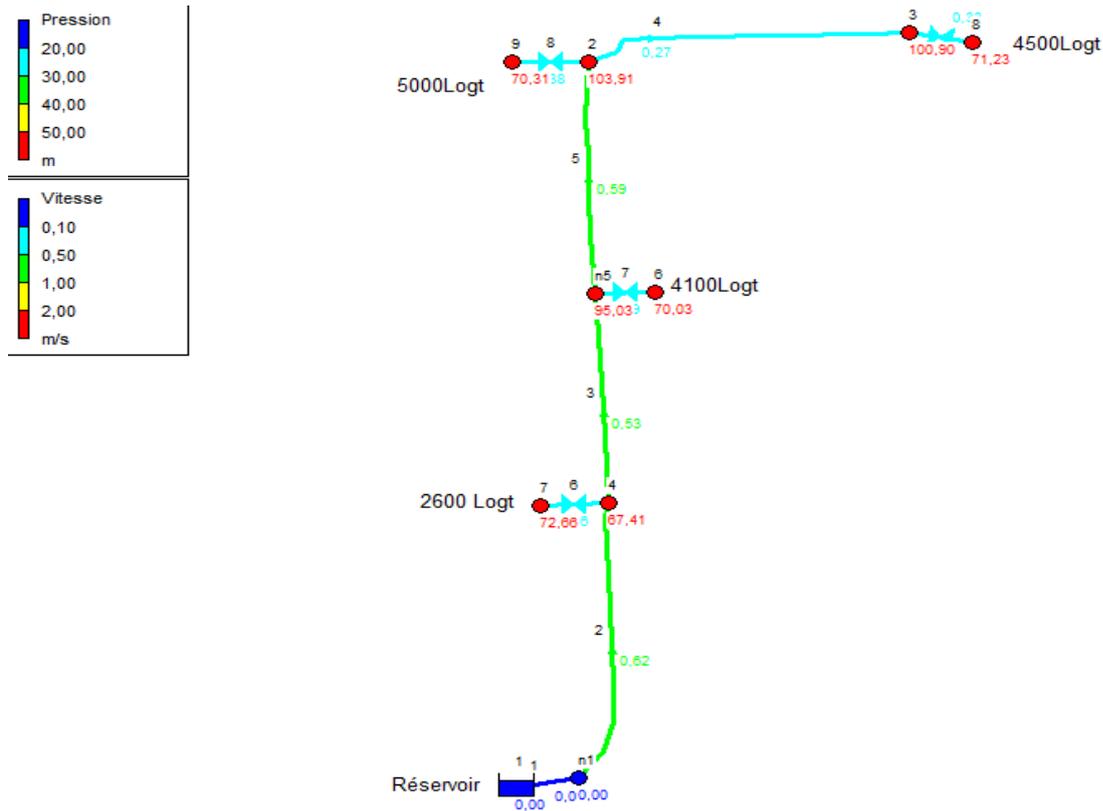
La figure suivante représente le principe de montage d'une chambre de vanne de régulation avec vannes à opercule :



**Figure III.13:Schéma de principe d'un montage d'une vanne de régulation avec vanne à opercule (ROZENTAL, 2010)**

La figure suivante représente la simulation après l'installation de vanne de régulation :

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction



**Figure III.14:La simulation après l'installation de vanne de régulation**

Le tableau suivant représente la pression a l'entrée de chaque secteur :

**Tableau III.7:Pression après l'installation de vanne de régulation (cas d'heure creuse)**

Conduite	Longueur	Altitude	Consigne	P(entre de secteur)
	m	m	mce	mce
R-A	825,8	108,75	30	72,66
A-B	705,4	84	27	70,03
B-C	728,5	75,1	35	70,31
C-D	858,8	30	23,09	71,23

Remarque : Nous avons remarqué qu'à l'entrée de chaque secteur, la pression est inférieure à 7,3 Bar.

### III.10.CONCLUSION :

### Chapitre III : Dimensionnement d'adduction

L'étude de ce chapitre nous a permis de dimensionnement de conduite qui caractérisée par un premier diamètre  $D_{ext/Dint}$  : 500/409,2 mm et le deuxième  $D_{ext/Dint}$  : 400/327,4mm avec une longueur  $L_{AB}=1531,2m$  et  $L_{BC}=1587,3$  successivement et caractérisée par une pression normalisée de 16 Bar, nous avons protégé la conduite contre le régime transitoire et installée des vannes de régulation à l'entrée de chaque secteur.

## **CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION:**

### **IV.1.INTRODUCTION :**

Dans ce chapitre Il s'agit de décrire le fonctionnement hydraulique de notre réseau de distribution: on déterminant les différents paramètres hydrauliques du réseau. L'acheminement de l'eau vers les abonnés qui se faire en qualité et en quantité, avec des débits bien réparti selon le besoins et des pressions satisfaisantes aux différents nœuds.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés. Mais le plus utilisé c'est le réseau maillé.

### **IV.2.CLASSIFICATION DES RESEAUX DE DISTRIBUTION :**

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés.
- Les réseaux maillés.
- Les réseaux mixtes.

#### **IV.2.1.Réseaux ramifiés:**

Un réseau ramifié est un réseau arborescent constitué d'une conduite principale et des conduites secondaires (branches). C'est un réseau qui n'assure aucune distribution de retour, si une panne se produise sur la conduite principale, toute la population en aval se trouvera privée d'eau.

Le tracé du réseau dépend du plan d'urbanisation, de l'emplacement des grands consommateurs et du relief.

#### **IV.2.2.Réseaux mailles:**

Le réseau maillé est constitué d'un ensemble de conduites interconnectées de façon à former une ou plusieurs boucles fermées, une telle boucle s'appelle une maille.

Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

#### **IV.2.3.Réseaux mixtes :**

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué partie ramifiée et une autre maillée.

**Remarque :**

Suite à la répartition des équipements et aussi le terrain plat de la nouvelle ville de BOUINAN, on a adopté le réseau maillé.

**IV.3. CONCEPTION D'UN RESEAU :**

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs.

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.

**IV.4. PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU MAILLE :**

Le tracé se fait comme suit :

- En premier, il faut repérer les consommateurs importants (débit concentrés soutirés).
- Repérer les quartiers ayant une densité d'habitation importante.
- Déterminer le sens principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elle par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

**IV.5. TYPE DE CANALISATION:**

- Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD PN 16.

**IV.6. CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU MAILLE :**

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule le débit route.
- On détermine le débit spécifique.
- On détermine les débits aux nœuds.

**IV.7. DETERMINATION DES DEBITS :**

Le système projeté dans la nouvelle ville de BOUINAN (la cité 4500 logements) est le système de distribution avec un réservoir de tête. Pour la détermination des différents paramètres hydraulique de réseau on va étudier les trois cas : cas de pointe et cas de pointe+incendie, d'heure creuse.

**IV.7.1.Débit spécifique:**

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle la répartition des habitants est uniforme sur la longueur du réseau de distribution.

Le débit spécifique se calcule comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L} \text{ (l/s/ml) ..... (IV.1)}$$

$\sum L$  : somme des longueurs des tronçons du réseau (m), avec  $\sum L = 9794,32$  m ;

$Q_r$  : débit en route total ;

$\sum Q_{conc}$  : la Somme de débits concentrés. Avec  $\sum Q_{conc} = 0$  ;

Pour le cas pointe et pointe + incendie :  $Q_r = Q_{max,h} - \sum Q_{conc} \dots \dots \dots (IV.2)$

Avec  $Q_{max,h} = 115,08$  l/s

$$q_{sp} = 0,011749 \text{ l/s/ml}$$

Pour le cas d'heure creuse:  $Q_r = Q_{min,h} - \sum Q_{conc} \dots \dots \dots (IV.3)$

Avec  $Q_{min,h} = 23,09$  l/s ;

$$q_{sp} = 0,002357 \text{ l/s/ml ;}$$

**IV.7.2.Débit en route:**

Le débit en route pour chaque tronçon est calculé par la formule suivante:

$$Q_r = q_{sp} * l_i \text{ (l/s) ..... (IV.4)}$$

Avec:

$Q_r$  : débit en route total.

$q_{sp}$  : débit spécifique

$l_i$ : la longueur du tronçon

**IV.7.3.Débits aux nœuds:**

Les débits correspondant en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_{n,i} = 0,5 \sum Q_{ri-k} + Q_{conc} \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :  $Q_{n,i}$  : débit au nœud i

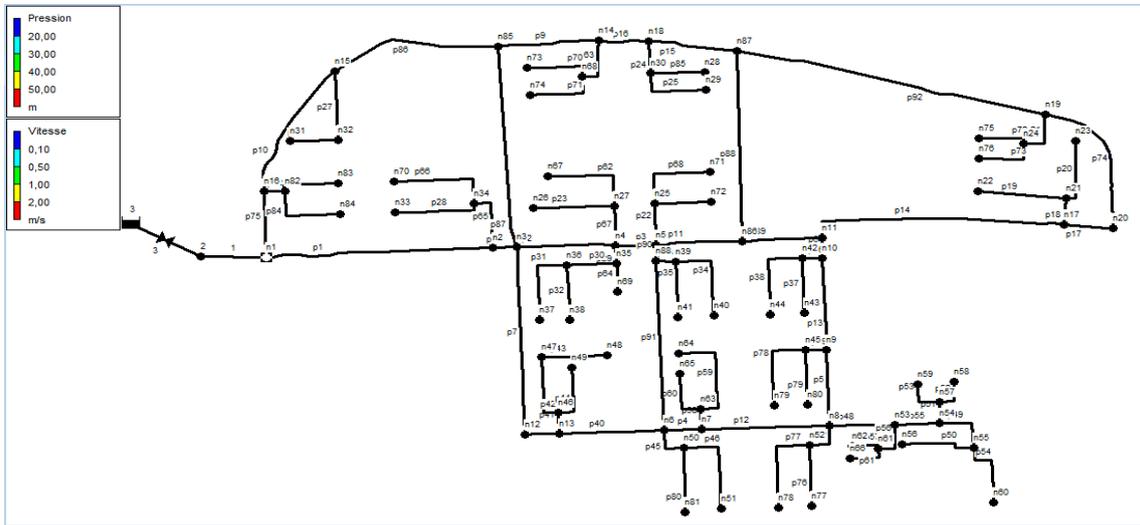
$\sum Q_{ri-k}$  : somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

$Q_{conc}$  : débit concentrés au nœud i (pour notre projet on n'a pas du débit concentré :  $Q_{conc} = 0$ )

### IV.8.CALCUL DES DEBITS :

Le plan de réseau projeté est comme suite:



**Figure IV.1:Plan de réseau projeté**

#### IV.8.1.Cas de pointe :

Les débits aux nœuds sont résumés dans le tableau :

**Tableau IV.1:Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe**

les nœuds	ID Arc	Longueur m	qs l/s/ml	Qr l/s	Qn l/s
n1	Tronçon p1	300,8	0,01175	3,534	2,374
	Tronçon p75	103,4	0,01175	1,215	
n2	Tronçon p1	300,8	0,01175	3,534	2,502
	Tronçon p65	92,58	0,01175	1,088	
	Tronçon p81	32,59	0,01175	0,383	
n3	Tronçon p7	292,1	0,01175	3,432	4,522
	Tronçon p8	130,4	0,01175	1,532	
	Tronçon p9	32,59	0,01175	0,383	
	Tronçon p10	314,66	0,01175	3,697	

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n4	Tronçon p2	130,4	0,01175	1,532	1,611
	Tronçon p29	27,47	0,01175	0,323	
	Tronçon p3	53,33	0,01175	0,627	
	Tronçon p67	63,09	0,01175	0,741	
n5	Tronçon p3	53,33	0,01175	0,627	1,468
	Tronçon p11	106,1	0,01175	1,247	
	Tronçon p90	25,94	0,01175	0,305	
	Tronçon p22	64,55	0,01175	0,758	
n6	Tronçon p91	262,6	0,01175	3,085	2,958
	Tronçon p40	138,5	0,01175	1,627	
	Tronçon p45	53,15	0,01175	0,624	
	Tronçon p4	49,28	0,01175	0,579	
n7	Tronçon p4	49,28	0,01175	0,579	1,467
	Tronçon p12	168,6	0,01175	1,981	
	Tronçon p58	31,84	0,01175	0,374	
n8	Tronçon p12	168,6	0,01175	1,981	2,519
	Tronçon p48	87,01	0,01175	1,022	
	Tronçon p47	54,02	0,01175	0,635	
	Tronçon p5	119,2	0,01175	1,4	
n9	Tronçon p13	142,7	0,01175	1,677	1,7
	Tronçon p39	27,54	0,01175	0,324	
	Tronçon p5	119,2	0,01175	1,4	

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n10	Tronçon p13	142,7	0,01175	1,677	1,171
	Tronçon p6	30,76	0,01175	0,361	
	Tronçon p36	25,94	0,01175	0,305	
n11	Tronçon p89	113,7	0,01175	1,336	2,885
	Tronçon p6	30,76	0,01175	0,361	
	Tronçon p14	346,7	0,01175	4,073	
n12	Tronçon p7	292,1	0,01175	3,432	1,983
	Tronçon p8	45,47	0,01175	0,534	
n13	Tronçon p8	45,47	0,01175	0,534	1,274
	Tronçon p40	138,5	0,01175	1,627	
	Tronçon p41	32,84	0,01175	0,386	
n14	Tronçon p9	137	0,01175	1,61	1,641
	Tronçon p16	66	0,01175	0,775	
	Tronçon p63	76,4	0,01175	0,898	
n15	Tronçon p86	228,6	0,01175	2,686	3,237
	Tronçon p10	215,3	0,01175	2,53	
	Tronçon p27	107,1	0,01175	1,258	
n16	Tronçon p10	215,3	0,01175	2,53	2,029
	Tronçon p75	103,4	0,01175	1,215	
	Tronçon p82	26,76	0,01175	0,314	
n17	Tronçon p14	346,7	0,01175	4,073	2,658
	Tronçon p17	64,96	0,01175	0,763	
	Tronçon p18	40,73	0,01175	0,479	

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n18	Tronçon p15	102,97	0,01175	1,21	1,352
	Tronçon p24	61,2	0,01175	0,719	
	Tronçon p16	66	0,01175	0,775	
n19	Tronçon p92	433,6	0,01175	5,094	4,305
	Tronçon p74	226,7	0,01175	2,663	
	Tronçon p21	72,48	0,01175	0,852	
n20	Tronçon p74	226,7	0,01175	2,663	1,713
	Tronçon p17	64,96	0,01175	0,763	
n21	Tronçon p18	40,73	0,01175	0,479	1,53
	Tronçon p19	117,8	0,01175	1,384	
	Tronçon p20	101,9	0,01175	1,197	
n22	Tronçon p19	117,8	0,01175	1,384	0,692
n23	Tronçon p20	101,9	0,01175	1,197	0,599
n24	Tronçon p21	72,48	0,01175	0,852	1,308
	Tronçon p72	67,54	0,01175	0,794	
	Tronçon p73	82,71	0,01175	0,972	
n25	Tronçon p22	64,55	0,01175	0,758	1,516
	Tronçon p68	119,7	0,01175	1,406	
	Tronçon p69	73,86	0,01175	0,868	
n26	Tronçon p23	107	0,01175	1,257	0,629
n27	Tronçon p23	107	0,01175	1,257	1,786
	Tronçon p62	133,9	0,01175	1,573	
	Tronçon p67	63,09	0,01175	0,741	

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds	ID Arc	Longueur m	qs l/s/ml	Qr l/s	Qn l/s
n28	Tronçon p85	61,2	0,01175	0,719	0,36
n29	Tronçon p25	99,52	0,01175	1,169	0,585
n30	Tronçon p85	61,2	0,01175	0,719	1,304
	Tronçon p24	61,2	0,01175	0,719	
	Tronçon p25	99,52	0,01175	1,169	
n31	Tronçon p26	63,45	0,01175	0,745	0,373
n32	Tronçon p26	63,45	0,01175	0,745	1,002
	Tronçon p27	107,1	0,01175	1,258	
n33	Tronçon p28	115,5	0,01175	1,357	0,679
n34	Tronçon p66	142,7	0,01175	1,677	2,061
	Tronçon p28	115,5	0,01175	1,357	
	Tronçon p65	92,58	0,01175	1,088	
n35	Tronçon p30	66,58	0,01175	0,782	0,807
	Tronçon p64	43,3	0,01175	0,509	
	Tronçon p29	27,47	0,01175	0,323	
n36	Tronçon p30	66,58	0,01175	0,782	1,621
	Tronçon p31	123,5	0,01175	1,451	
	Tronçon p32	85,81	0,01175	1,008	
n37	Tronçon p31	123,5	0,01175	1,451	0,726
n38	Tronçon p32	85,81	0,01175	1,008	0,504

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n39	Tronçon p33	26,01	0,01175	0,306	1,442
	Tronçon p34	132,7	0,01175	1,559	
	Tronçon p35	86,73	0,01175	1,019	
n40	Tronçon p34	132,7	0,01175	1,559	0,78
n41	Tronçon p35	86,73	0,01175	1,019	0,509
n42	Tronçon p36	25,94	0,01175	0,305	1,43
	Tronçon p37	85,51	0,01175	1,005	
	Tronçon p38	132	0,01175	1,551	
n43	Tronçon p37	85,51	0,01175	1,005	0,502
n44	Tronçon p38	132	0,01175	1,551	0,775
n45	Tronçon p78	129,4	0,01175	1,52	1,421
	Tronçon p79	84,9	0,01175	0,997	
	Tronçon p39	27,54	0,01175	0,324	
n46	Tronçon p41	32,84	0,01175	0,386	1,337
	Tronçon p42	106	0,01175	1,245	
	Tronçon p44	88,8	0,01175	1,043	
n47	Tronçon p42	106	0,01175	1,245	1,126
	Tronçon p43	85,63	0,01175	1,006	
n48	Tronçon p43	85,63	0,01175	1,006	0,503
n49	Tronçon p44	88,8	0,01175	1,043	0,522

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n50	Tronçon p45	53,15	0,01175	0,624	1,738
	Tronçon p46	142,3	0,01175	1,672	
	Tronçon p80	100,4	0,01175	1,18	
n51	Tronçon p46	142,3	0,01175	1,672	0,836
n52	Tronçon p76	95,44	0,01175	1,121	1,704
	Tronçon p77	140,6	0,01175	1,652	
	Tronçon p47	54,02	0,01175	0,635	

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n53	Tronçon p55	58,81	0,01175	0,691	1,208
	Tronçon p56	59,79	0,01175	0,702	
	Tronçon p48	87,01	0,01175	1,022	
n54	Tronçon p51	33,74	0,01175	0,396	1,024
	Tronçon p55	58,81	0,01175	0,691	
	Tronçon p49	81,74	0,01175	0,96	
n55	Tronçon p49	81,74	0,01175	0,96	1,713
	Tronçon p50	101	0,01175	1,187	
	Tronçon p54	108,8	0,01175	1,278	
n56	Tronçon p50	101	0,01175	1,187	0,593
n57	Tronçon p51	33,74	0,01175	0,396	0,819
	Tronçon p52	50,48	0,01175	0,593	
	Tronçon p53	55,19	0,01175	0,648	
n58	Tronçon p52	50,48	0,01175	0,593	0,297
n59	Tronçon p53	55,19	0,01175	0,648	0,324
n60	Tronçon p54	108,8	0,01175	1,278	0,639
n61	Tronçon p56	59,79	0,01175	0,702	0,894
	Tronçon p57	40,76	0,01175	0,479	
	Tronçon p61	51,67	0,01175	0,607	
n62	Tronçon p57	40,76	0,01175	0,479	0,239
n63	Tronçon p58	31,84	0,01175	0,374	1,592
	Tronçon p59	158,2	0,01175	1,859	
	Tronçon p60	80,88	0,01175	0,95	

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n64	Tronçon p59	158,2	0,01175	1,859	0,929
n65	Tronçon p60	80,88	0,01175	0,95	0,475
n66	Tronçon p61	51,67	0,01175	0,607	0,304
n67	Tronçon p62	133,9	0,01175	1,573	0,787
n68	Tronçon p63	76,4	0,01175	0,898	1,533
	Tronçon p70	87,77	0,01175	1,031	
	Tronçon p71	96,84	0,01175	1,138	
n69	Tronçon p64	43,3	0,01175	0,509	0,254
n70	Tronçon p66	142,7	0,01175	1,677	0,838
n71	Tronçon p68	119,7	0,01175	1,406	0,703
n72	Tronçon p69	73,86	0,01175	0,868	0,434
n73	Tronçon p70	87,77	0,01175	1,031	0,516
n74	Tronçon p71	96,84	0,01175	1,138	0,569
n75	Tronçon p72	67,54	0,01175	0,794	0,397
n76	Tronçon p73	82,71	0,01175	0,972	0,486
n77	Tronçon p76	95,44	0,01175	1,121	0,561
n78	Tronçon p77	140,6	0,01175	1,652	0,826
n79	Tronçon p78	129,4	0,01175	1,52	0,76
n80	Tronçon p79	84,9	0,01175	0,997	0,499
n81	Tronçon p80	100,4	0,01175	1,18	0,59
n82	Tronçon p82	26,76	0,01175	0,314	1,277
	Tronçon p83	81,56	0,01175	0,958	
	Tronçon p84	109,1	0,01175	1,282	

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n83	Tronçon p83	81,56	0,01175	0,958	0,479
n84	Tronçon p84	109,1	0,01175	1,282	0,641
n85	Tronçon p9	137	0,01175	1,61	3,996
	Tronçon p86	228,6	0,01175	2,686	
	Tronçon p87	314,66	0,01175	3,697	
n86	Tronçon p11	106,1	0,01175	1,247	3,047
	Tronçon p88	298,94	0,01175	3,512	
	Tronçon p89	113,7	0,01175	1,336	
n87	Tronçon p15	102,97	0,01175	1,21	4,908
	Tronçon p88	298,94	0,01175	3,512	
	Tronçon p92	433,6	0,01175	5,094	
n88	Tronçon p33	26,01	0,01175	0,306	1,848
	Tronçon p91	262,6	0,01175	3,085	
	Tronçon p90	25,94	0,01175	0,305	

**IV.8.2.Cas de pointe + incendie :**

Cette partie concerne le cas de pointe+incendie nous considérons une période de 2heure d'incendie.

Pour ce la prenons une réserve d'incendie dans le réservoir de 120m<sup>3</sup> soit 17l/s pendant 2 heure, qui doit être soutiré au nœud n85 et le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe + débit d'incendie

$$Q_{\max h+inc}=115,08 +17=132,08 \text{ l/s}$$

$$\text{Débit nodal au point défavorable sera : } Q_{n85} = 3,996+ 17 = 20,996\text{l/s}$$

Les débits aux nœuds sont résumés dans le tableau :

**Tableau IV.2 : Calcul de débits nodaux à l'heure de pointe+incendie**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n1	Tronçon p1	300,8	0,01175	3,534	2,374
	Tronçon p75	103,4	0,01175	1,215	
n2	Tronçon p1	300,8	0,01175	3,534	2,502
	Tronçon p65	92,58	0,01175	1,088	
	Tronçon p81	32,59	0,01175	0,383	
n3	Tronçon p7	292,1	0,01175	3,432	4,522
	Tronçon p8	130,4	0,01175	1,532	
	Tronçon p9	32,59	0,01175	0,383	
	Tronçon p10	314,66	0,01175	3,697	

La suite de Tableau IV.2 : calcul de débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (voir l'Annexe IV.1)

**IV.8.3. Cas d'heure creuse:**

Le tableau suivant représente le débit nodal à l'heure creuse:

**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n1	Tronçon p1	300,8	0,002357	0,709	0,476
	Tronçon p75	103,4	0,002357	0,244	
n2	Tronçon p1	300,8	0,002357	0,709	0,502
	Tronçon p65	92,58	0,002357	0,218	
	Tronçon p81	32,59	0,002357	0,077	
n3	Tronçon p7	292,1	0,002357	0,688	0,907
	Tronçon p8	130,4	0,002357	0,307	
	Tronçon p9	32,59	0,002357	0,077	
	Tronçon p10	314,66	0,002357	0,742	

La suite de Tableau IV.3 : calcul de débits nodaux à l'heure creuse (voir l'Annexe IV.2)

## **IV.9.CALCUL DU RESEAU:**

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la quantité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfait 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 quantité de flux disponible pour la lutte

Contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation.

### **IV.9.1.Fonction et application :**

Le modèle EPANET 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.

La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme :

- L'utilisation en alternance des différences ressources du système ;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs ;
- Analyses de qualité de l'eau et sécurité du système ;

### **IV.9.2.Résultat de la simulation du réseau :**

Après avoir saisi les données nécessaires à la simulation, on lance la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites dans le but d'avoir des vitesses et des pressions admissibles, les résultats de simulation sont regroupés dans les figures et les tableaux suivant :

#### **IV.9.2.1.Cas de pointe :**

Les résultats du cas pointe sont représentés dans ce qui suit :

**Tableau IV.4 : Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe)**

	Altitude	Demande	Pression
ID Noeud	m	LPS	mce
Noeud n1	79,6	2,37	69,88
Noeud n2	80,4	2,5	57,26
Noeud n3	80,1	4,52	56,49
Noeud n4	78,9	1,61	55,88
Noeud n5	78,8	1,47	55,53
Noeud n6	83,5	2,96	45,26
Noeud n7	83,27	1,47	44,94
Noeud n8	83	2,52	44,63
Noeud n9	84	1,7	44,84
Noeud n10	80,6	1,17	51,25
Noeud n11	79,8	2,88	53,08
Noeud n12	82,6	1,98	50,32
Noeud n13	84	1,27	47,38
Noeud n14	75,22	1,64	62,81
Noeud n15	76,19	3,24	66,93
Noeud n16	78,01	2,03	69,15
Noeud n17	78,409	2,66	55,62
Noeud n18	75,13	1,35	62,31
Noeud n19	77,2	4,3	58
Noeud n20	78,42	1,71	55,81
Noeud n21	77,56	1,53	54,6

**Tableau IV.4 : Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe) suite**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœud	m	LPS	mce
Noeud n22	77,56	0,69	54,16
Noeud n23	77,56	0,6	54,3
Noeud n24	77,56	1,31	55,53
Noeud n25	78,75	1,52	52,94
Noeud n26	78,6	0,63	51,54
Noeud n27	78,6	1,79	52,56
Noeud n28	75,903	0,36	59,59
Noeud n29	76,6	0,58	58,13
Noeud n30	76,2	1,3	59,37
Noeud n31	75,75	0,37	65,92
Noeud n32	75,75	1	66,01
Noeud n33	78,4	0,68	52,35
Noeud n34	78,3	2,06	52,88
Noeud n35	80,3	0,81	53,51
Noeud n36	80,3	1,62	50,41
Noeud n37	81,85	0,73	47,34
Noeud n38	82,1	0,5	48,05
Noeud n39	78,8	1,44	52,49
Noeud n40	81,5	0,78	49,16
Noeud n41	81,5	0,51	49,21
Noeud n42	80,6	1,43	50,15
Noeud n43	81,8	0,5	48,4
Noeud n44	81,85	0,77	48,29

La suite de Tableau IV.4 (voir l'Annexe IV.3)

Le tableau suivant représente les paramètres hydraulique (cas pointe):

**Tableau IV.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas pointe)**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tronçon p1	300,8	163,6	64,96	3,09
Tronçon p2	130,4	163,6	36,66	1,74
Tronçon p3	53,33	163,6	27,93	1,33
Tronçon p4	49,28	102,2	9,29	1,13
Tronçon p5	119,2	102,2	-8,84	1,08
Tronçon p6	30,76	102,2	-17,1	2,08
Tronçon p7	292,1	130,88	19,19	1,43
Tronçon p8	45,47	102,2	17,2	2,1
Tronçon p10	215,3	163,6	-43,32	2,06
Tronçon p12	168,6	102,2	4,83	0,59
Tronçon p13	142,7	102,2	-13,22	1,61
Tronçon p14	346,7	90	-3,34	0,52
Tronçon p16	66	163,6	28,96	1,38
Tronçon p17	64,96	130,8	-8,81	0,66
Tronçon p18	40,73	48,8	2,82	1,51
Tronçon p19	117,8	48,8	0,69	0,37
Tronçon p20	101,9	48,8	0,6	0,32
Tronçon p21	72,48	48,8	2,19	1,17
Tronçon p22	64,55	48,8	2,65	1,42
Tronçon p23	107	38,8	-0,63	0,53
Tronçon p25	99,52	38,8	-0,58	0,49

**Tableau IV.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas pointe) suite**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tronçon p26	63,45	48,8	-0,37	0,2
Tronçon p27	107,1	48,8	1,38	0,74
Tronçon p28	115,5	48,8	-0,68	0,36
Tronçon p29	27,47	58,2	3,91	1,47
Tronçon p30	66,58	48,8	2,85	1,52
Tronçon p31	123,5	38,8	0,73	0,61
Tronçon p32	85,81	38,8	0,5	0,43
Tronçon p34	132,7	48,8	0,78	0,42
Tronçon p35	86,73	38,8	0,51	0,43
Tronçon p36	25,94	48,8	2,71	1,45
Tronçon p37	85,51	38,8	0,5	0,42
Tronçon p38	132	48,8	0,77	0,41
Tronçon p39	27,54	48,8	2,68	1,43
Tronçon p40	138,5	102,2	12,44	1,52
Tronçon p41	32,84	48,8	3,49	1,86
Tronçon p42	106	48,8	1,63	0,87
Tronçon p43	85,63	38,8	0,5	0,43
Tronçon p44	88,8	48,8	0,52	0,28
Tronçon p45	53,15	58,2	3,16	1,19
Tronçon p46	142,3	48,8	0,84	0,45
Tronçon p47	54,02	58,2	3,09	1,16
Tronçon p48	87,01	90	8,05	1,27

**Tableau IV.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas pointe) suite**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tronçon p49	81,74	73,6	2,95	0,69
Tronçon p50	101	38,8	0,59	0,5
Tronçon p51	33,74	48,8	1,44	0,77
Tronçon p52	50,48	38,8	0,3	0,25
Tronçon p53	55,19	38,8	0,32	0,27
Tronçon p54	108,8	48,8	0,64	0,34
Tronçon p55	58,81	73,6	-5,41	1,27
Tronçon p56	59,79	48,8	1,44	0,77
Tronçon p57	40,76	38,8	0,24	0,2
Tronçon p58	31,84	48,8	3	1,6
Tronçon p59	158,2	48,8	0,93	0,5
Tronçon p60	80,88	48,8	0,48	0,25
Tronçon p61	51,67	38,8	0,3	0,26
Tronçon p62	133,9	38,8	0,79	0,67
Tronçon p63	76,4	48,8	2,62	1,4
Tronçon p64	43,3	38,8	0,25	0,21
Tronçon p65	92,58	48,8	3,58	1,91
Tronçon p66	142,7	48,8	0,84	0,45
Tronçon p67	63,09	48,8	3,2	1,71
Tronçon p68	119,7	48,8	0,7	0,38
Tronçon p69	73,86	48,8	0,43	0,23
Tronçon p70	87,77	48,8	0,52	0,28
Tronçon p71	96,84	38,8	0,57	0,48

**Tableau IV.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas pointe) suite**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tronçon p72	67,54	38,8	0,4	0,34
Tronçon p73	82,71	38,8	0,49	0,41
Tronçon p74	226,7	130,8	-10,53	0,78
Tronçon p75	103,4	163,6	-47,74	2,27
Tronçon p76	95,44	38,8	0,56	0,47
Tronçon p77	140,6	48,8	0,83	0,44
Tronçon p78	129,4	38,8	0,76	0,64
Tronçon p79	84,9	38,8	0,5	0,42
Tronçon p80	100,4	48,8	-0,59	0,32
Tronçon p81	32,59	163,6	58,88	2,8
Tronçon p82	26,76	48,8	2,4	1,28
Tronçon p83	81,56	48,8	0,48	0,26
Tronçon p84	109,1	48,8	0,64	0,34
Tronçon p24	61,2	48,8	2,25	1,2
Tronçon p85	61,2	48,8	0,36	0,19
Tronçon p87	314,66	58,2	1,48	0,67
Tronçon p9	137	163,6	33,22	1,58
Tronçon p86	228,6	163,6	38,7	1,84
Tronçon p88	298,94	73,6	3,43	0,81
Tronçon p15	102,97	163,6	25,36	1,21
Tronçon p92	433,6	163,6	17,02	0,81
Tronçon p11	106,1	163,6	16,26	0,77
Tronçon p89	113,7	130,8	16,64	1,24

Tableau IV.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas pointe) suite

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tronçon p90	25,94	58,2	7,55	2,36
Tronçon p91	262,6	58,2	-2,97	0,93
Tronçon p33	26,01	48,8	2,73	1,46

La figure suivante représente la simulation par logiciel EPANET Cas de pointe:



Figure IV.2: Simulation sur EPANET pour le cas pointe

#### IV.9.2.2. Cas de pointe+incendié:

Les résultats du cas pointe + incendié sont représentés dans ce qui suit :

**Tableau IV.6 : Cotes et pression de chaque nœud cas pointe + incendié**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœuds	m	LPS	m c e
Noeud n1	79,6	2,37	69,84
Noeud n2	80,4	2,5	55,27
Noeud n3	80,1	4,52	54,31
Noeud n4	78,9	1,61	53,37
Noeud n5	78,8	1,47	52,92
Noeud n6	83,5	2,96	42,7
Noeud n7	83,27	1,47	42,34
Noeud n8	83	2,52	41,94
Noeud n9	84	1,7	42,06
Noeud n10	80,6	1,17	48,31
Noeud n11	79,8	2,88	50,1
Noeud n12	82,6	1,98	47,99
Noeud n13	84	1,27	44,98
Noeud n14	75,22	1,64	57,79
Noeud n15	76,19	3,24	63,66
Noeud n16	78,01	2,03	68,02
Noeud n17	78,409	2,66	51,66
Noeud n18	75,13	1,35	57,42
Noeud n19	77,2	4,3	53,63
Noeud n20	78,42	1,71	51,78
Noeud n21	77,56	1,53	50,65

**Tableau IV.6 : Cotes et pression de chaque nœud cas pointe + incendié (suite)**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœuds	m	LPS	m c e
Noeud n22	77,56	0,69	50,2
Noeud n23	77,56	0,6	50,35
Noeud n24	77,56	1,31	51,16
Noeud n25	78,75	1,52	50,32
Noeud n26	78,6	0,63	49,03
Noeud n27	78,6	1,79	50,06
Noeud n28	75,903	0,36	54,7
Noeud n29	76,6	0,58	53,24
Noeud n30	76,2	1,3	54,48
Noeud n31	75,75	0,37	62,66
Noeud n32	75,75	1	62,74
Noeud n33	78,4	0,68	50,37
Noeud n34	78,3	2,06	50,89
Noeud n35	80,3	0,81	51,01
Noeud n36	80,3	1,62	47,9
Noeud n37	81,85	0,73	44,83
Noeud n38	82,1	0,5	45,54
Noeud n39	78,8	1,44	49,88
Noeud n40	81,5	0,78	46,56
Noeud n41	81,5	0,51	46,61
Noeud n42	80,6	1,43	47,21
Noeud n43	81,8	0,5	45,45
Noeud n44	81,85	0,77	45,34
Noeud n45	84,2	1,42	40,71

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

La suite de Tableau IV.6 (voir l'Annexe IV.3)

Le tableau suivant représente les paramètres hydrauliques (cas pointe + incendie) :

**Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas pointe + incendie**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tronçon p1	300,8	163,6	70,62	3,36
Tronçon p2	130,4	163,6	40,16	1,91
Tronçon p3	53,33	163,6	31,43	1,5
Tronçon p4	49,28	102,2	9,68	1,18
Tronçon p5	119,2	102,2	-8,44	1,03
Tronçon p6	30,76	102,2	-16,7	2,04
Tronçon p7	292,1	130,88	19,6	1,46
Tronçon p8	45,47	102,2	17,62	2,15
Tronçon p10	215,3	163,6	-54,66	2,6
Tronçon p12	168,6	102,2	5,22	0,64
Tronçon p13	142,7	102,2	-12,82	1,56
Tronçon p14	346,7	90	-1,15	0,18
Tronçon p16	66	163,6	25,05	1,19
Tronçon p17	64,96	130,8	-6,63	0,49
Tronçon p18	40,73	48,8	2,82	1,51
Tronçon p19	117,8	48,8	0,69	0,37
Tronçon p20	101,9	48,8	0,6	0,32
Tronçon p21	72,48	48,8	2,19	1,17
Tronçon p22	64,55	48,8	2,65	1,42
Tronçon p23	107	38,8	-0,63	0,53

**Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas pointe + incendie (suite)**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tronçon p25	99,52	38,8	-0,58	0,49
Tronçon p26	63,45	48,8	-0,37	0,2
Tronçon p27	107,1	48,8	1,38	0,74
Tronçon p28	115,5	48,8	-0,68	0,36
Tronçon p29	27,47	58,2	3,91	1,47
Tronçon p30	66,58	48,8	2,85	1,52
Tronçon p31	123,5	38,8	0,73	0,61
Tronçon p32	85,81	38,8	0,5	0,43
Tronçon p34	132,7	48,8	0,78	0,42
Tronçon p35	86,73	38,8	0,51	0,43
Tronçon p36	25,94	48,8	2,71	1,45
Tronçon p37	85,51	38,8	0,5	0,42
Tronçon p38	132	48,8	0,77	0,41
Tronçon p39	27,54	48,8	2,68	1,43
Tronçon p40	138,5	102,2	12,86	1,57
Tronçon p41	32,84	48,8	3,49	1,86
Tronçon p42	106	48,8	1,63	0,87
Tronçon p43	85,63	38,8	0,5	0,43
Tronçon p44	88,8	48,8	0,52	0,28
Tronçon p45	53,15	58,2	3,16	1,19
Tronçon p46	142,3	48,8	0,84	0,45
Tronçon p47	54,02	58,2	3,09	1,16

**Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas pointe + incendie (suite)**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tronçon p48	87,01	90	8,05	1,27
Tronçon p49	81,74	73,6	2,95	0,69
Tronçon p50	101	38,8	0,59	0,5
Tronçon p51	33,74	48,8	1,44	0,77
Tronçon p52	50,48	38,8	0,3	0,25
Tronçon p53	55,19	38,8	0,32	0,27
Tronçon p54	108,8	48,8	0,64	0,34
Tronçon p55	58,81	73,6	-5,41	1,27
Tronçon p56	59,79	48,8	1,44	0,77
Tronçon p57	40,76	38,8	0,24	0,2
Tronçon p58	31,84	48,8	3	1,6
Tronçon p59	158,2	48,8	0,93	0,5
Tronçon p60	80,88	48,8	0,48	0,25
Tronçon p61	51,67	38,8	0,3	0,26
Tronçon p62	133,9	38,8	0,79	0,67
Tronçon p63	76,4	48,8	2,62	1,4
Tronçon p64	43,3	38,8	0,25	0,21
Tronçon p65	92,58	48,8	3,58	1,91
Tronçon p66	142,7	48,8	0,84	0,45
Tronçon p67	63,09	48,8	3,2	1,71
Tronçon p68	119,7	48,8	0,7	0,38
Tronçon p69	73,86	48,8	0,43	0,23

**Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas pointe + incendie (suite)**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tronçon p70	87,77	48,8	0,52	0,28
Tronçon p71	96,84	38,8	0,57	0,48
Tronçon p72	67,54	38,8	0,4	0,34
Tronçon p73	82,71	38,8	0,49	0,41
Tronçon p74	226,7	130,8	-8,34	0,62
Tronçon p75	103,4	163,6	-59,08	2,81
Tronçon p76	95,44	38,8	0,56	0,47
Tronçon p77	140,6	48,8	0,83	0,44
Tronçon p78	129,4	38,8	0,76	0,64
Tronçon p79	84,9	38,8	0,5	0,42
Tronçon p80	100,4	48,8	-0,59	0,32
Tronçon p81	32,59	163,6	64,54	3,07
Tronçon p82	26,76	48,8	2,4	1,28
Tronçon p83	81,56	48,8	0,48	0,26
Tronçon p84	109,1	48,8	0,64	0,34
Tronçon p24	61,2	48,8	2,25	1,2
Tronçon p85	61,2	48,8	0,36	0,19
Tronçon p87	314,66	58,2	-0,26	0,12
Tronçon p9	137	163,6	29,31	1,39
Tronçon p86	228,6	163,6	50,04	2,38
Tronçon p88	298,94	73,6	1,7	0,4
Tronçon p15	102,97	163,6	21,45	1,02

Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas pointe + incendie (suite)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tronçon p92	433,6	163,6	14,84	0,71
Tronçon p11	106,1	163,6	19,78	0,94
Tronçon p89	113,7	130,8	18,44	1,37
Tronçon p90	25,94	58,2	7,53	2,35
Tronçon p91	262,6	58,2	-2,95	0,92
Tronçon p33	26,01	48,8	2,73	1,46

**Remarque :** Après la simulation cas de pointe on a en pression minimale 37,41 m c e au niveau de bloc de R+9(commerce), et 36,41 m c e au niveau de bloc R+5(commerce).

Alors on conclut que cette dernière est suffisent pour alimenter les derniers étages.

La figure suivante représente la simulation par logiciel EPANET (cas de pointe+incendie) :



Figure IV.3: Simulation sur EPANET pour le cas pointe + incendie

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Après le dimensionnement hydraulique, il faut d'abord déterminer la pression maximum c'est-à-dire la pression en l'heure creuse pour le dimensionnement mécanique de réseau.

### **IV.9.2.3.Cas d'heure creuse:**

Le tableau suivant représente les pressions maximales pour chaque nœud

**Tableau IV.8: Cotes et pression de chaque nœud (cas d'heure creuse)**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœud	m	LPS	m c e
Noeud n1	79,6	0,48	70
Noeud n2	80,4	0,5	68,56
Noeud n3	80,1	0,91	68,8
Noeud n4	78,9	0,32	69,9
Noeud n5	78,8	0,29	69,98
Noeud n6	83,5	0,59	64,96
Noeud n7	83,27	0,29	65,16
Noeud n8	83	0,5	65,4
Noeud n9	84	0,34	64,47
Noeud n10	80,6	0,23	68,05
Noeud n11	79,8	0,58	68,9
Noeud n12	82,6	0,4	66,1
Noeud n13	84	0,26	64,61
Noeud n14	75,22	0,33	73,76
Noeud n15	76,19	0,65	73,06
Noeud n16	78,01	0,41	71,46
Noeud n17	78,409	0,53	70,35
Noeud n18	75,13	0,27	73,82
Noeud n19	77,2	0,86	71,62
Noeud n20	78,42	0,34	70,35
Noeud n21	77,56	0,31	71,09

**Tableau IV.8: Cotes et pression de chaque nœud (cas d'heure creuse) suite**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœud	m	LPS	m c e
Noeud n22	77,56	0,14	71,06
Noeud n23	77,56	0,12	71,07
Noeud n24	77,56	0,26	71,14
Noeud n25	78,75	0,3	69,87
Noeud n26	78,6	0,13	69,93
Noeud n27	78,6	0,36	69,99
Noeud n28	75,903	0,07	72,93
Noeud n29	76,6	0,12	72,18
Noeud n30	76,2	0,26	72,64
Noeud n31	75,75	0,08	73,42
Noeud n32	75,75	0,2	73,42
Noeud n33	78,4	0,14	70,16
Noeud n34	78,3	0,41	70,28
Noeud n35	80,3	0,16	68,45
Noeud n36	80,3	0,32	68,27
Noeud n37	81,85	0,15	66,62
Noeud n38	82,1	0,1	66,44
Noeud n39	78,8	0,29	69,81
Noeud n40	81,5	0,16	67,07
Noeud n41	81,5	0,1	67,08
Noeud n42	80,6	0,06	68,02
Noeud n43	81,8	0,1	66,79

La suite de Tableau IV.6 (voir l'Annexe IV.4)

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

**Remarque :** la pression maximale dans le réseau de distribution en cas de faible consommation 74,33 m c e, Alor elle inferieur à la pression normalisée de la conduite de notre projet.

### **IV.10.RECAPITULATION DES RESULTANTS :**

Le tableau suivante représente les coté piézométrique pour les trois cas :

**Tableau IV.9: Cote piézométrique pour chaque cas**

Nœuds	Côte terrain (m)	Côte piézométrique heures creuses (m)	Côte piézométrique cas pointe + incendie (m)	Côte piézométrique cas pointe (m)
N1	79,6	149,6	149,55	149,56
N2	80,4	148,96	138,28	139,27
N3	80,1	148,9	137,23	138,32
N4	78,9	148,8	135,69	136,95
N5	78,8	148,78	135,29	136,6
N86	78,16	148,76	134,87	136,26
N11	79,8	148,7	132,16	133,53
N17	78,40	148,76	131,36	132,78
N20	78,42	148,77	131,36	132,79

La figure suivante représente les côtes piézométriques au niveau des nœuds N(1-2-3-4-5-86-11-17-20) :

## Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

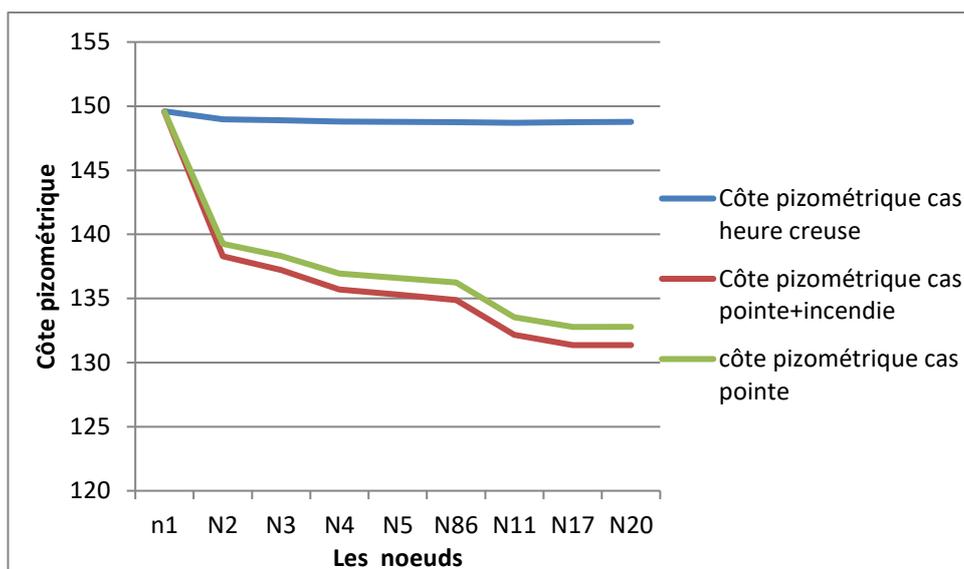


Figure IV.4:Cote piézométrique en fonction de distance

### IV.11. INTERPRETATION DU RESULTAT:

Les résultats obtenus sont comme suit :

- Pression dans les nœuds ne dépasse pas les 7bars. (70 m c e).
- La pression minimale supérieure à 37 m c e.
- Les nœuds avec en pression suffisent, donc on est pas besoin à des stations de supprimeur.
- La vitesse est entre (0,3à3) m/s (norme des conduites en PEHD).
- Diamètre varie entre 50 mm et 200 mm

### IV.12.APPAREIL ET ACCESSOIRES DU RESEAU:

Le réseau se compose d'une multitude d'accessoires, chacun joue un rôle bien déterminé.

**Robinets vannes :** ces appareils sont généralement posés en vue de permettre l'isolement des différents tronçons du réseau de distribution, et la régulation de débit selon les besoins des quartiers.

**Les bouches d'incendie :** les bouches d'incendie doit être raccordées sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 l/s et diamètre de conduite minimum 90 mm, avec une pression de 1bar.

**Les robinets de décharge:** Ce sont des robinets places aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

**Les venteuses:** les venteuses sont installées aux points hauts pour évacuer l'air accumulé suit à un dégazage de l'oxygène dissout, elles sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

### **IV.13.CONCLUSION :**

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution c'est-à-dire calcul des différents diamètres par logiciel EPANET, simuler le fonctionnement du réseau durant les différents cas (pointe, pointe+ incendie et heures creuses) pour voir son comportement du point de vue vitesse et pression. On a constaté que le réseau se comporte parfaitement bien pour les différents cas simulés, les conduites en PEHD PN16 peuvent résister aux fortes pressions.

## CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT DE COLONNE MONTANTE

### V.1. INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre dimensionnement la colonne montante des bâtiments à partir du nombre d'appareils de chaque bâtiment. Dans notre projet il existe quatre types de bâtiments : R+5 avec des commerces en RDC et sans commerces, R+9 avec des commerces en RDC et sans commerces.

### V.2. DEFINITION DE COLONNE MONTANTE :

Les colonnes montantes sont les canalisations collectives qui desservent en eau, chaque étage d'un immeuble et sur lesquelles sont branchées les dérivations individuelles desservant chaque logement.

La figure suivante représente la colonne montante d'un bâtiment :

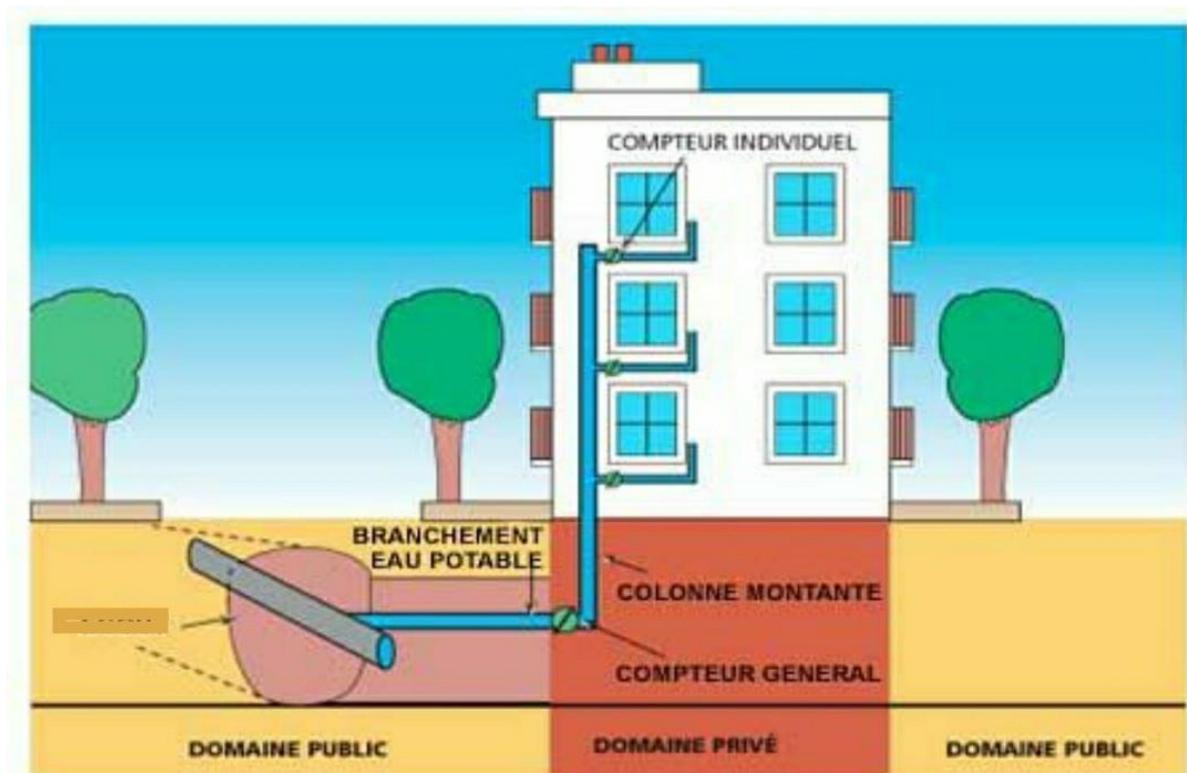


Figure V.1: Schéma explicative Source (Carlboileau.com)

### V.3. LES TYPES DE DISTRIBUTION INTERIEURE :

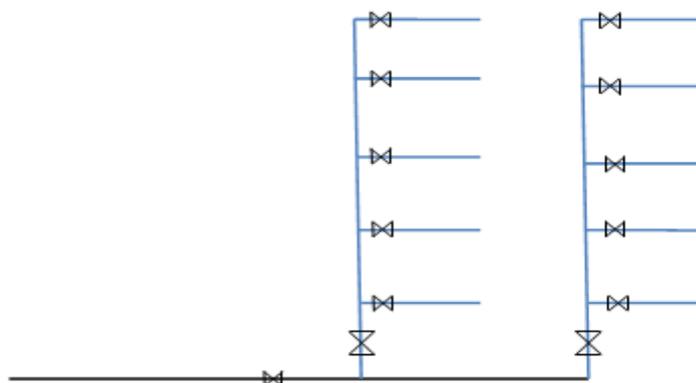
La distribution intérieure représente le réseau privé qui achemine l'eau potable du branchement de la conduite de ville vers les consommateurs.

On distingue plusieurs modes de distribution :

- Distribution directe
- Distribution parapluie
- Distribution par un réservoir surélevé
- Distribution mixte

**V.3.1. Distribution directe:**

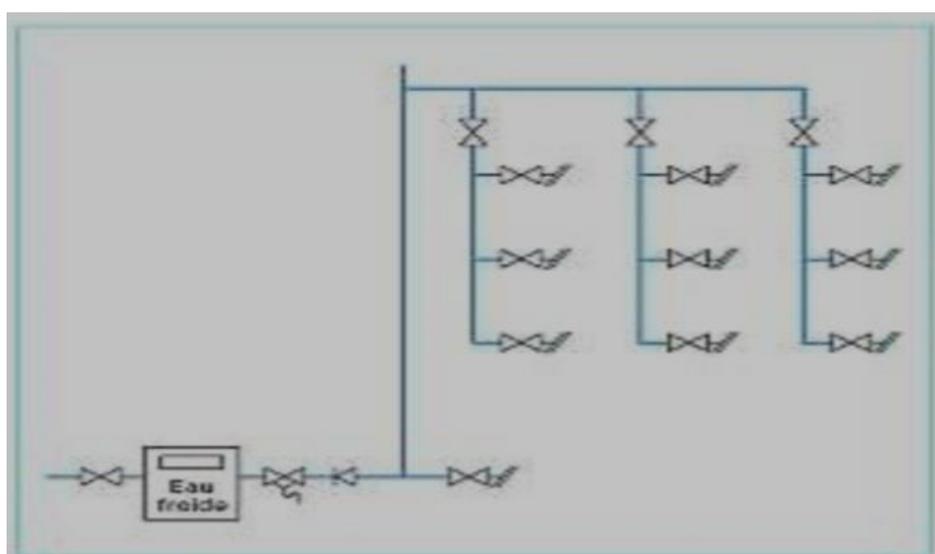
Elle est constituée d'une canalisation principale d'où partent différentes conduites, comme le montre la figure suivante :



**Figure V.2: Distribution directe**

**V.3.2. Distribution en parapluie :**

L'eau est montée au dernier étage, puis de là il voit la distribution, comme le montre la figure suivante :



**Figure V.3: Distribution en parapluie**

### V.3.3. Distribution par un réservoir surélevé :

Le réservoir est placé en haut, il est alimenté par des surpresseurs, puis il alimente les colonnes montantes, il est nécessaire de l'utiliser dans les immeubles de grande hauteur 10 à 15 étages.

La figure suivante représente la distribution par un réservoir surélevé :

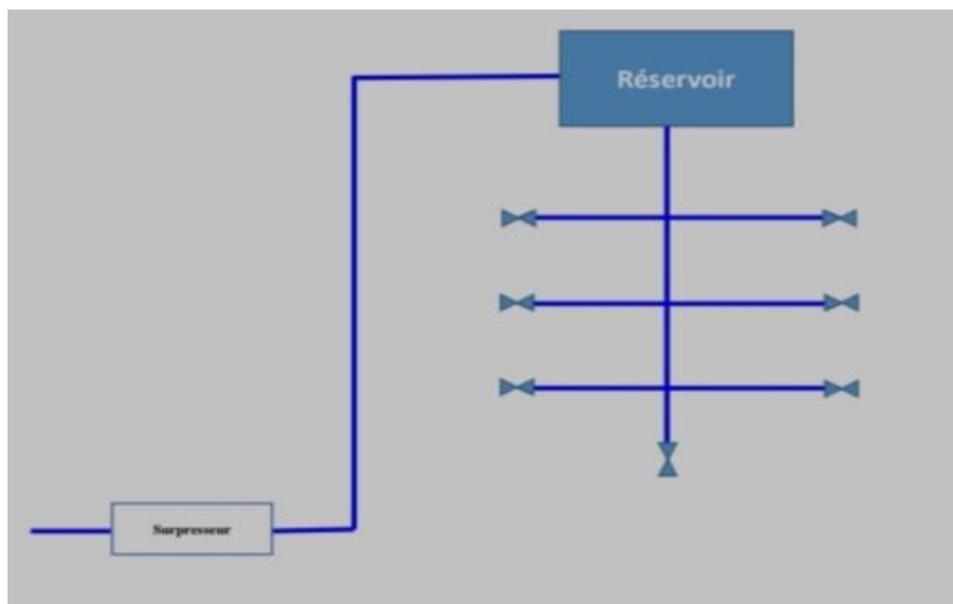


Figure V.4: Distribution par un réservoir surélevé

### V.3.4. Distribution mixte :

Distribution combinée entre la distribution par chandelle et par un réservoir surélevé, et la figure suivante représente une distribution mixte :

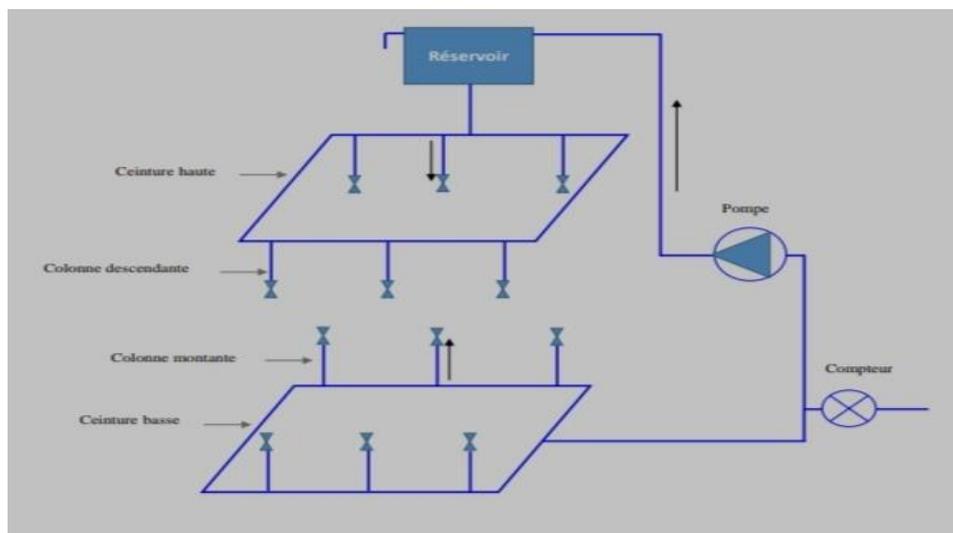


Figure V.5: Distribution mixte

#### **V.4.CHOIX DE TYPE DE DISTRIBUTION :**

Dans notre projet, nous choisissons le premier type de distribution par ce que ce réseau de distribution est simple et relativement moins coûteux.

#### **V.5.CONSTITUTION D'UNE DISTRIBUTION INTERIEURE :**

Le réseau intérieur est constitué :

- D'une conduite principale appelée aussi conduite d'alimentation ou ceinture d'alimentation : tuyau horizontale.
- D'une colonne montante : tuyau d'allure verticale ;
- D'une ceinture d'étage ;
- D'accessoires : robinet de prise, robinets d'arrêt d'essai, robinet de purge, clapet anti-retour.

#### **V.6.METHODES DE CALCUL :**

##### **V.6.1.Coefficient de simultanéité $k_s$ :**

La consommation d'eau d'un bâtiment varie selon les activités de ses occupants tout au long de la journée. La valeur  $Q_p$  correspond rarement à ouverture simultanée de tous les robinets. Cependant on peut prendre comme pointe le produit des  $q$  par un coefficient  $k_s$ .

$$K_S = \frac{1}{\sqrt{n-1}} \dots\dots\dots (V.1)$$

$n$  : nombre de d'appareils de puisage.

$K_S$  : coefficient de simultanéité

##### **V.6.2.Calculer le débit brut :**

Le débit brut  $Q_b$  d'une installation est la somme des débits de base de chaque appareil.

$$Q_{brut} = Q_{app} * A \dots\dots\dots (V.2)$$

$Q_{app}$ : débit appelé par les robinets du bâtiment ;

Le débit moyen des appareils sont estimé à 0,15 l/s,

$A$  = nombre d'étage \* nombre de robinet par logt \* nombre de logt par étage ;

$A$ =nombre des robinets totale ;

Nombre de robinet par logt = 4

##### **V.6.3.Calculer le débit probable :**

## Chapitre V : Dimensionnement de colonne montant

Le débit probable  $Q_r$  est obtenu en multipliant le débit brut par le coefficient de simultanéité  $K_s$ .

$$Q_{probable} = K_s * Q_{brut} \dots \dots \dots (V.3)$$

La détermination de débit probable par le tableau suivant :

**Tableau V.1: Calcul des débits**

Bâtiment	Nombre d' appareils	Coefficient de simultanéité	Débit de (l/s) brut	Débit de (l/s) probable
R+9	160	0,0793	24	1,903
R+9 (R commerce)	144	0,0836	21,6	1,806
R+5	96	0,1025	14,4	1,477
R+5 (R commerce)	80	0,1125	12	1,350

**Remarque :** nous remarquons que ces coefficients diminuent quand le nombre des robinets augmentent.

### **V.6.4.Détermination de diamètre de conduite :**

Utiliser directement la formule donnée le diamètre en fonction du débit et de la vitesse.

En effet on sait que :

$$Q = V * S \longrightarrow D = \left( \frac{4Q}{V\pi} \right)^{0,5} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

- Q : débit en  $m^3/s$  ;
- S : section transversale de la conduite en  $m^2$  ;
- V : vitesse d'écoulement de l'eau  $m/s$  ;
- D : diamètre conduite en m ;

**V.6.5.La vitesse :**

Les canalisations intérieures et extérieures (jusqu'au branchement), étant en général de diamètre faible, pour un bon fonctionnement, la vitesse doit être comprise entre 0,5m/s et 1,5m/s, ne doit pas dépasser 2m/s pour éviter le bruit dû aux vibrations.

**V.6.6.La pression :**

Nous avons vu qu'il était indispensable d'assurer, sur le point de puisage le plus élevé, une pression minimale de 3,00 mètres d'eau (ou de 5,00 dans le cas de chauffe-eau instantané).

Les pertes de charges J1 dans le compteur. Ne doit pas dépasser 2,5m. Et les pertes de charges J2 dans le branchement lui-même et la colonne montante de immeuble.

Nous devons donc avoir, si N est l'altitude, en mètres, de l'orifice le plus élevée et si Pz est la pression minimale de la conduite publique au droit du raccordement du branchement :  
Pression (calculer) = (N+3)+J1+ J2 ou (N+5)+J1+J2 inférieur à Pz ;**Source :** (Dupont, 1979)

Utilisée la formule de Darcy-Weisbach pour calculer les pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_l = \frac{k \cdot l \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} \dots \dots \dots (V.5)$$

l = longueur réelle (d'un ce cas l = le nombre d'étage\* 3m) ;

Q: Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s),

K : coefficient de perte de charge,

D:Diamètre de conduite,

$$J2 = \Delta H_l + \Delta H_s,$$

$$J2 = 1.10 \cdot \Delta H_l,$$

On prendra **K'**=0,00179 ; **M**=5,1 ; **β**=2 ; (Type de matériaux acier galvanisé) suivant le **Tableau III.1**

L'acier à été choisi en fonction des exigences du maître d'ouvrage.

Le tableau suivant représente les paramètres hydrauliques de colonne montant :

**Tableau V.2: Calcul de diamètre, vitesse et pression**

Bâtiment	Débit de (l/s)	diamètre (mm)	DN (mm)	Vitesse (m/s)	Perte de charge J2	Pcalculé(mce)
R+9	1,903	40,19	50	0,969	0,831	35,33
R+9 (Rcommerce)	1,806	39,15	50	0,919	0,748	35,24
R+5	1,477	35,40	40	1,173	0,868	23,36
R+5 (Rcommerce)	1,350	33,85	40	1,074	0,725	23,22

On prendra un diamètre de 50 mm pour toutes les colonnes montantes pour des raisons pratiques, car la plupart des maîtres d'ouvrage exigent au minimum de 50 mm surtout pour pallier au manque d'eau en période estivale où la distribution est rarement H24.

La pression minimal 37,41 m c e (cas pointe +incendie) dans le réseau de distribution nœud 60 au niveau de bâtiment R+9 (R commerce), donc elle est supérieur à la pression calculer 35,33 m c e, Et pour les autre bâtiments sont vérifiés (la pression calculer inferieur a la pression dans le réseau).

### **V.7.CONCLUSION :**

Dans ce chapitre, nous avons calculé les coefficients de simultanéité pour les colonnes montantes, ces coefficients de simultanéité représentent des coefficients de pointe pour un bâtiment et déterminée le débit probable et le dimensionnement des conduites verticales.

## **CHAPITRE VI: DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR DE STOCKAGE :**

### **VI.1.INTRODUCTION :**

Dans le cadre de notre projet, les réservoirs de stockage représentent des éléments indispensables, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaire.

### **VI.2.UUTILITE DES RESERVOIRS:**

Le réservoir d'eau potable assurée les fonctions suivants :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage, contrairement au cas d'injection directe dans le réseau d'où simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau, qui ne subiront pas les variations journalières et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisements aquifères.
- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures où la consommation devient importante.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Disponibilité de la réserve d'incendie.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relai.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre).

### **VI.3.EMPLACEMENT DES RESERVOIRS:**

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante. En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie. Il doit permettre d'assurer une pression au moment de la pointe. Pour cela l'altitude de la cuve (radier) doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution.
- Pour déterminer la cote du radier, il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et la plus haute cote piézométrique à desservir, ce qui définira le type de réservoir à adopter. La cote du radier de la cuve, pourra être augmentée de quelques mètres pour tenir compte d'éventuelles extensions futures de l'agglomération.
- Le dimensionnement d'un réservoir doit prendre en compte l'évolution de la population et ses habitudes de consommation, et il doit être tenu compte du fait que l'eau ne doit pas stagner dans le réservoir plus de 24heures. Et l'emplacement de notre réservoir (X, Y) est:(498000m E, 4041450m N) avec une altitude de 182m.

### **VI.4.CLASSIFICATION DES RESERVOIRS:**

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

Selon les matériaux:

- Réservoir métallique,
- Réservoir en maçonnerie,
- Réservoir en béton armé,

Selon la situation des lieux :

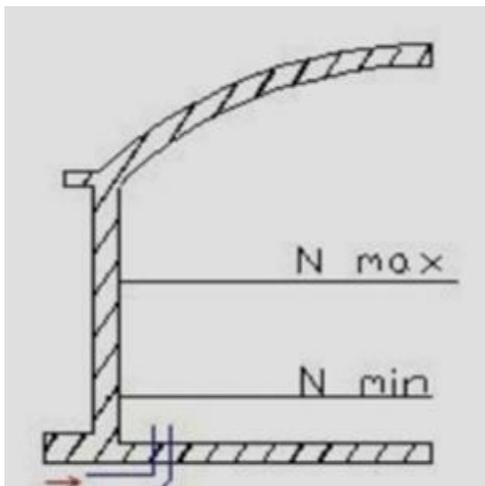
- Réservoirs enterrés,
- Réservoirs semi-enterré,
- Réservoirs sur sol,

### **VI.5.EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION:**

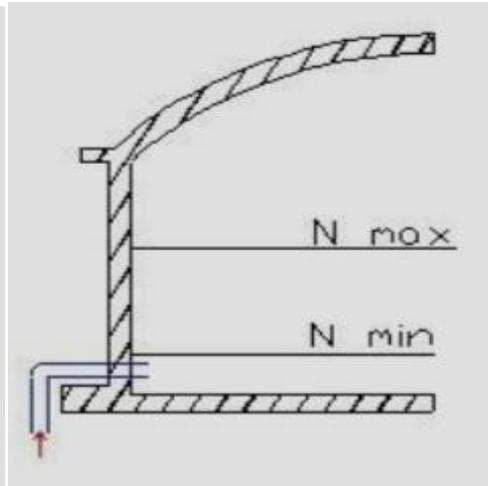
Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

**Conduite d'arrivée :**

De préférence en siphon noyé ou par le bas toujours à l'apposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.



**Figure VI.1:Arrivée par le fond**



**Figure VI.2:Arrivée par le bas**

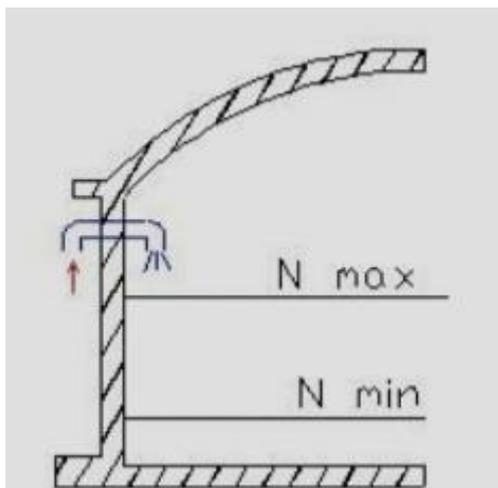


Figure VI.3: Arrivée par chaut libre

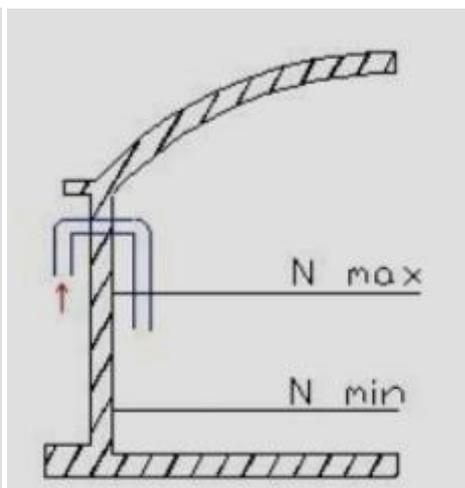


Figure VI.4: Arrivée par sur verse

On a choisir l'arrivée par sur verse pour éviter la déséquilibre calco-carbonique.

#### **Conduite de départ :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au-dessus du radier (15à20cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse.

#### **Conduite de trop plein :**

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

#### **Conduite de vidange :**

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne doit se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (difficulté de manœuvre).

#### **Conduite by-pass :**

Relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir. Utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son entretien.

Matérialisation de la réserve d'incendie :

- **Système à siphon** : le siphon se désamorçe quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment tout en restant disponible tout le temps.
- **Système à deux prises** : rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée).

Le figure suivant représenté un plan illustrative de réservoir (voir planche N°4) :

### **V.I.6.CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR :**

Dans notre projet, nous choisissons un réservoir sur sol avec un matériau béton armé

### **VI.7.DETERMINATION DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS:**

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie.

C'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

#### **VI.7.1.Principe du calcul :**

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

Soit à la méthode graphique : qui tient compte de la courbe de La consommation totale déduite à partir des coefficients de la variation horaire de la consommation et la courbe d'apport du débit alimenté pendant 24 h.

##### **VI.7.1.1. méthode analytique:**

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \dots \dots \dots (VI.1)$$

$V_r$  : capacité résiduelle ( $m^3$ ),

$a$  : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{max}$  : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

## Chapitre VI : Dimensionnement du réservoir de stockage

$$VT = Vr + Vinc \dots\dots\dots(VI.2)$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$ .

### **VI.7.1.2.Méthode graphique :**

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'alimentation gravitaire par le réservoir pendant 24 h ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$a = |V + | |V - | \quad (\%) \dots\dots\dots(VI.3)$$

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * a}{100} \quad (m^3)$$

Dont le volume total sera :  $Vt = Vr + Vinc$  .

On utilisant la méthode analytique, on calcule la capacité de réservoir qui alimenté (5000logt+3100 logt +1000 logt +2600 logt +4500 logt)

Pour choisir le régime de consommation, on doit calculer le nombre d'habitant suivant qui alimentent à partir de réservoir :

$(5000+3100+1000+2600+4500)*7=113400$  habitant donc 113400 habitant supérieur à 100000 habitant, nous choisissons le régime de consommation adéquat (Tableau II.15)

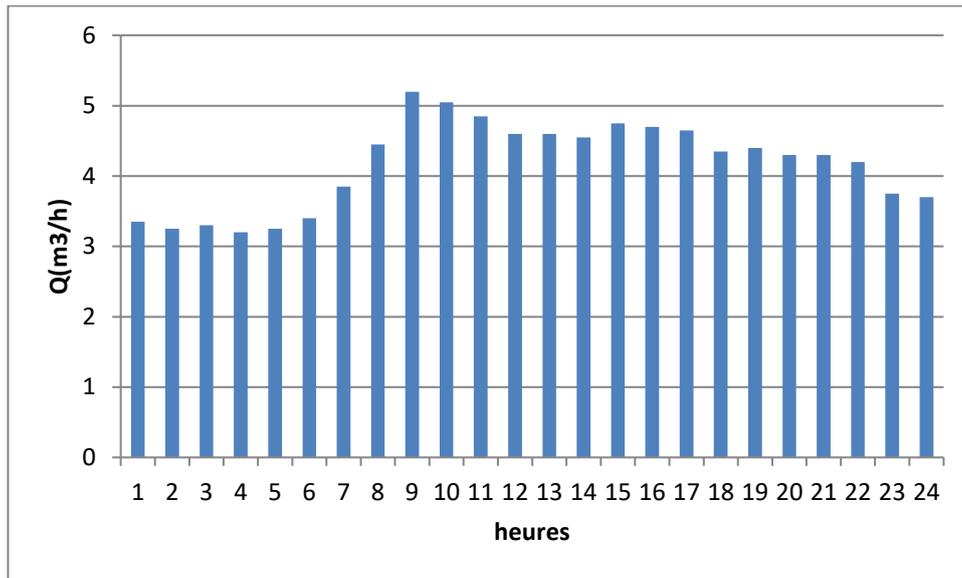
Pour notre cas les forages d'alimentation fonctionnent 20 heures/24 avec un arrêt de 17h à 21h.

Le tableau suivant représente le parentage de volume reste dans le réservoir :

**Tableau VI.1: Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation**

heures	consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	3,35	5	1,65		5
01_2	3,25	5	1,75		6,75
02_3	3,3	5	1,7		8,45
03_4	3,2	5	1,8		10,25
04_5	3,25	5	1,75		12
05_6	3,4	5	1,6		13,6
06_7	3,85	5	1,15		14,75
07_8	4,45	5	0,55		15,3
08_9	5,2	5		0,2	15,1
09_10	5,05	5		0,05	15,05
10_11	4,85	5	0,15		15,2
11_12	4,6	5	0,4		15,6
12_13	4,6	5	0,4		16
13-14	4,55	5	0,45		16,45
14-15	4,75	5	0,25		16,7
15-16	4,7	5	0,3		17
16-17	4,65	5	0,35		<b>17,35</b>
17-18	4,35	0		4,35	13
18-19	4,4	0		4,4	8,6
19-20	4,3	0		4,3	4,3
20-21	4,3	0		4,3	0
21-22	4,2	5	0,8		0,8
22-23	3,75	5	1,25		2,05
23-24	3,7	5	1,3		3,35

La figure suivante représente le régime de consommation de la nouvelle de Bouinan:



**Figure VI.5: Diagramme de consommation**

Le volume résiduel est égal à :

$$V_r = \frac{17,35 \times 23854,93}{100} = 4138,83 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

$$V_t = 4138,83 + 120 = 4258,83 \text{ m}^3$$

Donc la capacité de stockage environ de **5000 m<sup>3</sup>**.

**Remarque :** dans l'objectif d'économisassions de cout d'investissement de notre projet, il faut installer deux réservoirs dont capacité de stockage de chacun est **2500 m<sup>3</sup>**

## **VI.8. DIMENSIONS DES RESERVOIRS:**

### **VI.8.1. Calcul du diamètre du réservoir :**

H = 3 à 6m , on prend H = 5m

$$V = S * H \Rightarrow S_1 = \frac{V}{H} \Rightarrow S_1 = \frac{2500}{5} = 500 \text{ m}^2$$

Alors: **S = 500 m<sup>2</sup>**

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.4)$$

## Chapitre VI : Dimensionnement du réservoir de stockage

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 250}{\pi}} = 25,23 \text{ m}$$

On prend : **D = 26 m**

### **VI.8.2.Hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{60}{500} = 0.12 \text{ m}$$

**H = 0.12 m**

### **VI.9.CONCLUSION :**

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité et le dimensionnement de réservoir qui alimente la nouvelle ville de BOUINAN, et on a calculé le diamètre 26m et la hauteur de 5m avec volume de ce réservoir deux fois 2500m<sup>3</sup>.

## **CHAPITRE VII: MANAGEMENT DE PROJET :**

### **VII.1.INTRODUCTION :**

Le management des projets est un ensemble d'outils, de technique et permet aux chefs de projet et à leurs équipes de différentes tâches effectuées dans le cadre du projet. En hydraulique villes, nous sommes intéressés par la pose de canalisation.

### **VII.2.LES DIFFERENTS TYPES DE POSE DE CANALISATION :**

Les différents types de pose se canalisation pour réalisation en projet :

- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire ;
- Pose de canalisation dans un terrain peu consistant ;
- Pose canalisation dans un terrain marécageux ;
- Pose de canalisation en galerie ;
- Traversée d'une rivière ;
- Pose canalisation sans ouverture de tranchée ;

### **VII.3.LES ENGIN DU TERRASSEMENT :**

L'utilisation des engins pour réduire le prix et temps de réalisation du projet, les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées ;
- Un dozer ;

### **VII.4.LES DIFFERENTS TRAVAUX DE MISES EN PLACE DES CANALISATIONS :**

Les travaux de mises en place des canalisations comme suit :

#### **VII.4.1. Nivellement:**

Le nivellement consiste à mesurer la différence de hauteur entre deux endroits plusieurs points se trouvent sur une pente uniforme. Lorsque le terrain comporte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point et la profondeur de tranchée dans le point.

#### **VII. 4.2. Excavation des tranchées :**

On divise en deux étapes :

##### **A) Enlèvement de la couche végétale :**

## Chapitre VII : Management de projet

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, vous devez d'abord commencez toujours par l'opération de décapage de terre végétale, et le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivante :

$$V_{cr} = L.b.e \dots\dots\dots (VII,1)$$

Avec :

$V_{cr}$  : volume de terre décapée en (m<sup>3</sup>) ;

L : longueur totale des tranchée en(m) ;

b : largeur de la couche végétale (m) ;

e : épaisseur de la couche en (m) ;

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer ;

### **B) Réalisation des fouilles :**

La réalisation des tranchées et du remblai dépend des paramètres le suivant :

- Les caractéristiques de conduite ;
- La nature de sol ;
- Profondeur de pose ;

La réalisation mécaniquement ou manuellement dépend à caractéristique du terrain, et la profondeur minimale de tranchée 0,6m pour protéger la canalisation contre le gel, et garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

La largeur de la tranchée doit être telle qu'une personne travaillé puisse sans difficulté, et augmente avec le diamètre du tuyau à placer.

- L'excavation de la tranchée s'effectue par tronçons continus commencez haut si nécessaire pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.
- Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.
- Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La largeur de la tranchée.

La profondeur de la tranchée.

### **C) Largeur de la tranchée :**

Elle doit être au minimum 0,60m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30m d'espace de chaque côté de celle-ci. la largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 * 30cm) \dots\dots\dots (VII.2)$$

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite ;

### **D) La profondeur de la tranchée :**

## Chapitre VII : Management de projet

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0,80 m à 1,50m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$Htr = D + H1 + H2 \dots\dots\dots (VII.3)$$

Avec :

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

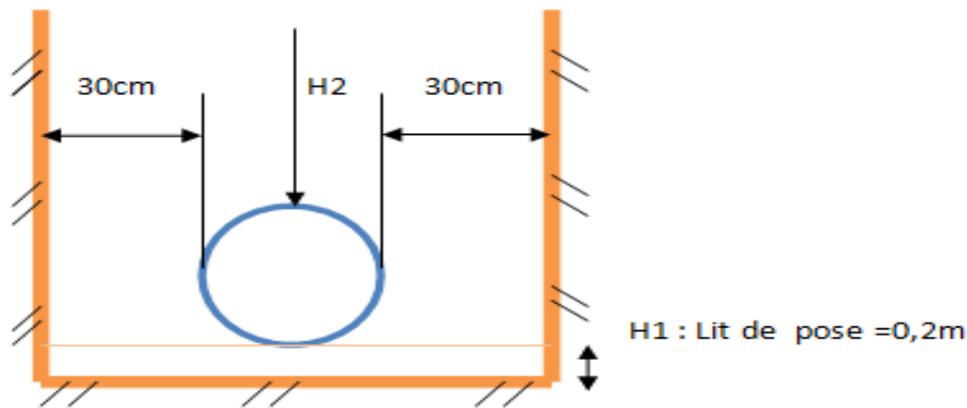
H1 : épaisseur de lit de pose prise égale à 0,2m ;

H2 : distance verticale séparant la génératrice de la conduite à la surface de sol (m), elle est entre 80 cm et 1,20m ;

Donc :  $Htr = D + 0,2 + H2$

Htr : déterminé à partir de profil en long ;

La figure suivante représente coupe verticale de conduite :



**Figure VII.1:Schéma d'une tranchée avec une conduite circulation**

### **VII.4.3.La section de tranchée :**

Les sections des tranchées dépendent à la profondeur et la rigidité de sol, mais d'un notre projet, nous le considérons rectangulaire.

$$Str = Htr * B \dots\dots\dots (VII.4)$$

Avec :

Str : la section de tranchée (m<sup>2</sup>).

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

B : largeur de la tranchée (m) ;

**VII.4.4. Le volume de déblai :**

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_{tr} = Str * L \dots\dots\dots (VII.5)$$

Avec :

Vd : volume de déblai (m<sup>3</sup>) ;

Str : la section de tranchée (m<sup>2</sup>) ;

L : La longueur de la tranchée = largeur de conduite (m) ;

Le tableau suivant représente la quantité de déblai et décapage :

**Tableau VII.1: Volume déblai et volume décapé**

	Linéaire	Diamètre	largeur	Htr	V, déblais	V, déblais foisonné	v, décapé
Unité	(ml)	(mm)	(m)	(m)	(m3)	(m3)	(m3)
adduction	1531,2	500	1,1	variable	2911,3	3493,6	168,4
	1587,3	400	1	variable	2593,8	3112,6	158,7
Réseau de distribution	1910,09	200	0,8	1,4	2139,3	2567,2	152,8
	697,46	160	0,76	1,36	720,9	865,1	53,0
	694,51	125	0,725	1,33	669,7	803,6	50,4
	433,71	110	0,71	1,31	403,4	484,1	30,8
	439,49	90	0,69	1,29	391,2	469,4	30,3
	449,39	75	0,68	1,28	391,1	469,4	30,6
	3174,39	63	0,66	1,26	2639,8	3167,8	209,5
	1706,83	50	0,65	1,25	1386,8	1664,2	110,9
<b>TOTAL</b>					<b>14247,4</b>	<b>17096,8</b>	<b>995,5</b>

**Remarque :** pour l'adduction la profondeur de tranchée dépend à le profil en long, et le coefficient de foisonnement égale 20% fois le volume d'excavation (dépend a la nature de sol).

**VII.4.5. Lit de pose :**

## Chapitre VII : Management de projet

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre projet on prend 0,2m.

### ➤ Le volume de lit de sable :

Le volume de lit de sable est comme suit :

$$V_{\text{sable}} = S_{\text{sable}} * L \dots\dots\dots (VII.6)$$

L : longueur de la tranchée (m) ;  $V_{\text{sable}}$  : volume de lit de sable ;

$S_{\text{sable}}$  : surface de lit de sable ;  $S_{\text{sable}} = e * b \dots\dots\dots (VII.7)$

e : épaisseur de lit de sable, e=20 cm ; b : largeur de la tranchée ;

### ➤ Calcul le volume de remblai :

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_r = V_d - [(surface\ de\ conduite * L) + V_{\text{sable}}] \dots\dots\dots (VII.8)$$

$V_r$  : volume de remblai ; L : longueur de conduite ;

$V_d$  : volume de déblai (m<sup>3</sup>) ;  $V_{\text{sable}}$  : volume de lit de sable ;

Le tableau suivant représente le volume de remblais et du sable :

**Tableau VII.2:Volume remblais et du sable**

	Linéaire	Diamètre	V, lit du sable	V, remblais
Unité	(ml)	(mm)	(m3)	(m3)
adduction	1531,2	500	336,86	2274,0
	1587,3	400	317,46	2077,0
Réseau de distribution	1910,09	200	305,61	1773,7
	697,46	160	106,01	600,9
	694,51	125	100,70	560,5
	433,71	110	61,59	337,7
	439,49	90	60,65	327,7
	449,39	75	61,12	328,0
	3174,39	63	419,02	2210,9
	1706,83	50	221,89	1161,6
<b>TOTAL</b>			<b>1990,92</b>	<b>11651,9</b>

**VII.5. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF D'ADDUCTION ET RESEAU DE DISTRIBUTION:**

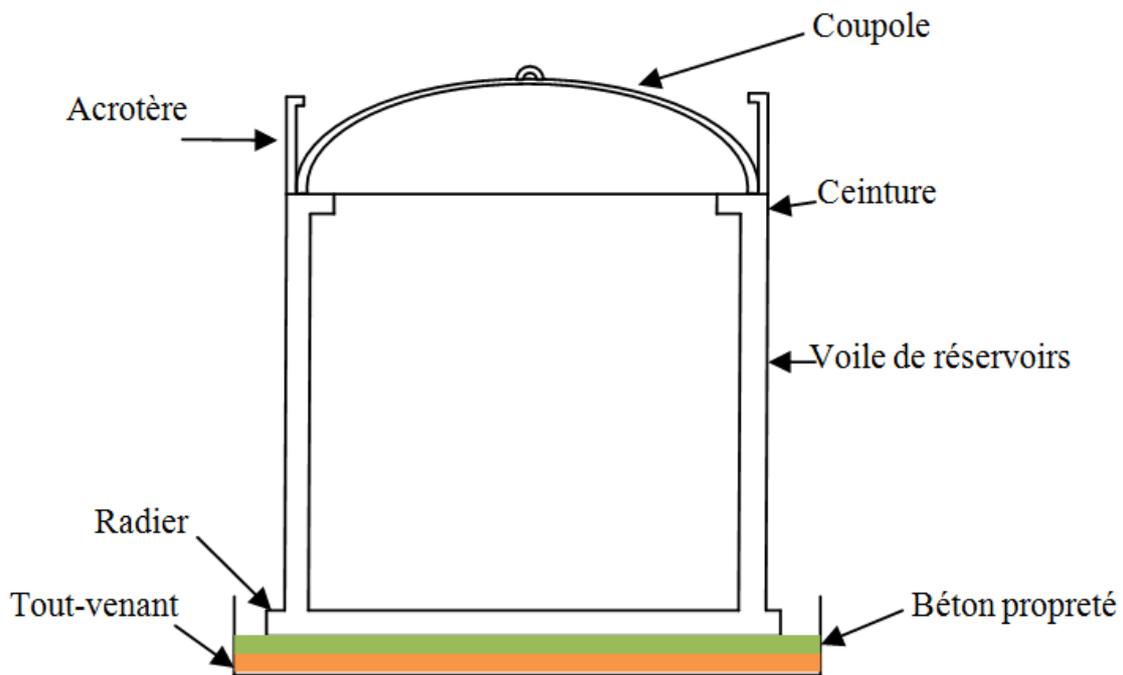
Le tableau suivant représente devis quantitatif et estimatif :

**Tableau VII.3 : Devis quantitatif et estimatif d'adduction et réseau de distribution**

Diamètre de conduite d'adduction(PN16) et distribution(PN16)				
Linéaire (ml)	Unité	Diamètre (mm)	Prix Unitaire (DA)	Montant estimatif(DA)
1531,2	ml	500	44557	68225678
1587,3	ml	400	28803,04	45719065
1910,09	ml	200	7425,44	14183259
697,46	ml	160	4793,05	3342960,7
694,51	ml	125	2999,42	2083127,2
433,71	ml	110	2310,46	1002069,6
439,49	ml	90	1599,76	703078,5
449,39	ml	75	1110,15	498890,3
3174,39	ml	63	808,67	2567034
1706,83	ml	50	523,32	893218,3
les accessoires et Pièces spéciales en AEP				11 000 000
désignation des travaux	unité	quantité	prix unitaire (DA)	Montant estimatif(DA)
décapage	m3	995,5	300	298650
déblai	m3	17096,8	500	8548400
pose de lit de sable	m3	1990,92	1000	1990920
remblai	m3	11651,9	300	3495570
<b>TOTAL</b>				<b>164 551</b>
<b>921 DA</b>				

**VII.6. CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DU RESERVOIR :**

Le réservoir projeté dans capacité 2500 m<sup>3</sup>, et la figure suivant représente les éléments de réservoir :



**Figure VII.2:Les éléments de réservoirs**

➤ **Déblai :**

$$V_{tr} = (\pi \div 4) * D_{exc}^2 * H_{exc} \dots \dots \dots (VII.9)$$

Avec :

$$D_{exc} = D_{ext} + 2 \dots \dots \dots (VII.10)$$

D<sub>exc</sub> : diamètre d'excavation (m) ;  
 H<sub>exc</sub> = hauteur d'excavation (m) ; H<sub>exc</sub> = 1m

D<sub>exc</sub> = 26 + 1 + 2 = 29m ;

$$V_{tr} = (\pi \div 4) * D_{exc}^2 * H_{exc} = (\pi/4) * 29^2 = 660,52 \text{ m}^3 ;$$

➤ **Volume de tout-venant :**

## Chapitre VII : Management de projet

Le volume de tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = (\pi \div 4) * D_{exc}^2 * E_{TV} \dots\dots\dots (VII.11)$$

$E_{TV}$  = Epaisseur de la couche du tout-venant (m),  $E_{TV}=0,3m$  ;

$$V_{tv} = (\pi/4) * 29^2 * 0,3 = 198,155m^3 ;$$

➤ **Volume de béton de propreté :**

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6m des proies extérieur du réservoir. Le volume de béton propreté donne par la formule suivante :

$$V_{bp} = (\pi \div 4) * D_{bp}^2 * E_{bp} \dots\dots\dots (VII.12)$$

$D_{dp}$  : Diamètre de couche du béton propreté,

$$D_{bp} = D_{ext} + 1,2 \dots\dots\dots (VII.13)$$

$$D_{bp} = 27 + 1,2 = 28,2 m^3 ;$$

$E_{bp}$  : Epaisseur de la couche du béton de propreté

$$E_{bp} = 0,2m;$$

$$V_{bp} = (\pi/4) * (27+1,2)^2 * 0,2 = 124,91 m^3 ;$$

➤ **béton armé :**

Les éléments de réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

Radier de réservoir.

Voiles de réservoirs.

Ceintures supérieures de réservoir.

Couple de réservoir.

Les éléments du réservoir, sont estimés par la formule suivant :

▪ **Pour le radier :**

$$V_{ba} = (\pi \div 4) * D_{ext}^2 * H_r \dots\dots\dots (VII.14)$$

$H_r$  : hauteur de radier ;

$D_{ext}$  : diamètre extérieur de radier de réservoir (m) ;

$$V_{ba} = (\pi/4) * (27^2) * 0,4 = 229,02 m^3 ;$$

▪ **Le Voiles de réservoirs :**

$$V_{voile} = (\pi \div 4) * D_{ext}^2 - D_{int}^2 * H \dots\dots\dots (VII.15)$$

$H$  : hauteur de réservoir ;

$D_{ext}$  : diamètre extérieur de réservoir (m) ;

Dint : diamètre intérieur de réservoir (m) ;

$$V_{ba} = (\pi/4) * (26,7^2 - 26^2) * 6,5 = 188,32 \text{ m}^3 ;$$

▪ **La ceinture supérieure de réservoir :**

$$V_{cs} = (\pi \div 4) * D_{ext}^2 - D_{int}^2 * H_{cs} \dots\dots\dots (VII.16)$$

Hcs : hauteur de la ceinture supérieure de réservoir ;

Dext : diamètre extérieur de ceinture supérieure (m) ;

Dint : diamètre intérieur de ceinture supérieure (m) ;

Hcs=0,3m;

$$V_{cs} = (\pi/4) * (26,7^2 - 25,5^2) * 0,3 = 14,76 \text{ m}^3 ;$$

▪ **Les acrotères :**

$$V_{ac} = (\pi \div 4) * D_{ext}^2 - D_{int}^2 * H_{ac} \dots\dots\dots (VII.17)$$

Hcs : hauteur de acrotères;

Dext : diamètre extérieur de acrotères (m) ;

Dint : diamètre intérieur de acrotères (m) ;

Hac=0,3m ;

$$V_{ac} = (\pi/4) * (26,7^2 - 26,3^2) * 0,3 = 4,99 \text{ m}^3 ;$$

▪ **La coupole :**

La coupole est sphérique de rayon

$$R = (f^2 + (D/2)^2) / (2 * f) \dots\dots\dots (VII.18)$$

Avec : R : rayon de la coupole (m) ; D : Diamètre du réservoir (m) ;

f : flèche de la coupole (m) ; Ec=0,1m ; Et de volume ;

$$V = 2 * \pi * R * f * Ec \dots\dots\dots (VII.19)$$

Ec : épaisseur de la coupole (m) ; Vc : volume de la coupole (m<sup>3</sup>) ;

$$R = (1,5^2 + (26/2)^2) / (2 * 1,5) = 57,08 \text{ m} ;$$

$$V = 2 * \pi * 57,08 * 1,5 * 0,1 = 53,79 \text{ m}^3 ;$$

**VII.7.DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE RESERVOIR :**

Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif de réservoir de notre projet :

**Tableau VII.4 : Devis quantitatif et estimatif de réservoir**

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (da)	Montant total (da)
<b>Terrassement</b>				
Déblais de réservoir	m <sup>3</sup>	660,52	500	330260
<b>Construction en béton</b>				
Béton propreté	m <sup>3</sup>	124,91	12000	1498920
Béton armé	m <sup>3</sup>	490,88	48000	23562240
Montant total	DA	25450865		
Montant TVA (19%)	DA	4835664,35		
<b>Montant total (TTC)</b>	<b>DA</b>	<b>30 286 529,40</b>		

Le tableau suivant représente la récapitulatif du devis estimatif de notre projet :

**Tableau VII.5:Récapitulatif du devis estimatif du projet**

<b>Désignation</b>	<b>Montant totale (DA)</b>
Conduite d'adduction et réseau de distribution	164 551 921
deux réservoirs	60 573 058,8
<b>Montant global</b>	<b>225 124 979,8</b>

### **VII.8.PLANIFICATION DES TRAVAUX :**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

Dans notre projet, nous utilisons deux méthodes :

**Méthode à nœud** : une méthode où les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœud) représente une étape ou un événement.

#### **Détermination du chemin critique :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

**TR** : Temps de réalisation.

**DCP** : Date de commencement au plus tôt.

**DCPP** : Date de commencement au plus tard.

**DFP** : Date de fin au plus tôt.

**DFPP** : Date de fin au plus tard.

**MT** : Marge totale.

Avec :  $DFP=DCP+TR$  ;  $DCPP=DFPP-TR$

**Méthode à flèche** : dans cette méthode les flèches représente une étape. Et le sommet représente les taches.

**VII.8.1. Différentes taches de réalisation:**

➤ **Réalisation du réservoir:**

Les taches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

**Tableau VII.6: Les taches de réalisation de réservoir**

<b>Notation</b>	<b>Opération</b>	<b>Durée (jours)</b>
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Pose de tout venant	3
D	Coulage du béton de propreté	3
E	Coulage du béton armé de radier	40
F	Coulage béton armé de la voile du réservoir	40
G	Coulage béton armé du centreur supérieur du réservoir	25
H	Coulage béton armé de la coupole	35
I	Remblayage et compactage	6
J	Maçonnerie et finition générale	15
K	nettoyage	4

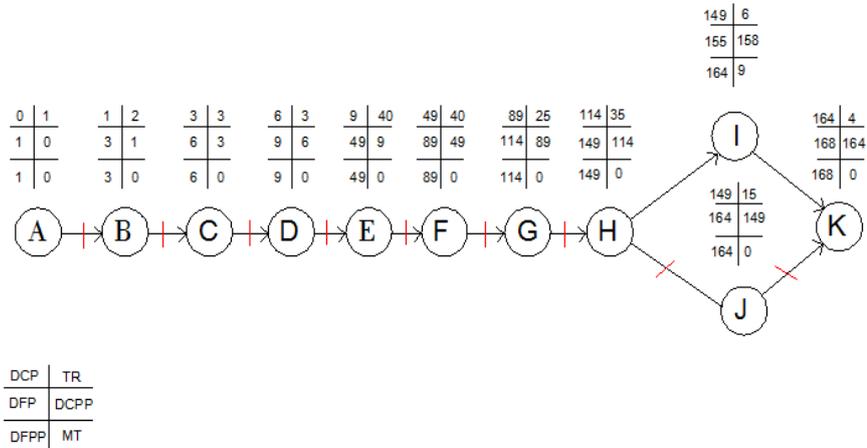
**La méthode à nœud :**

Le chemin critique :

## Chapitre VII : Management de projet

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge nulle (MT=0), ainsi la somme de TR=DTP ;

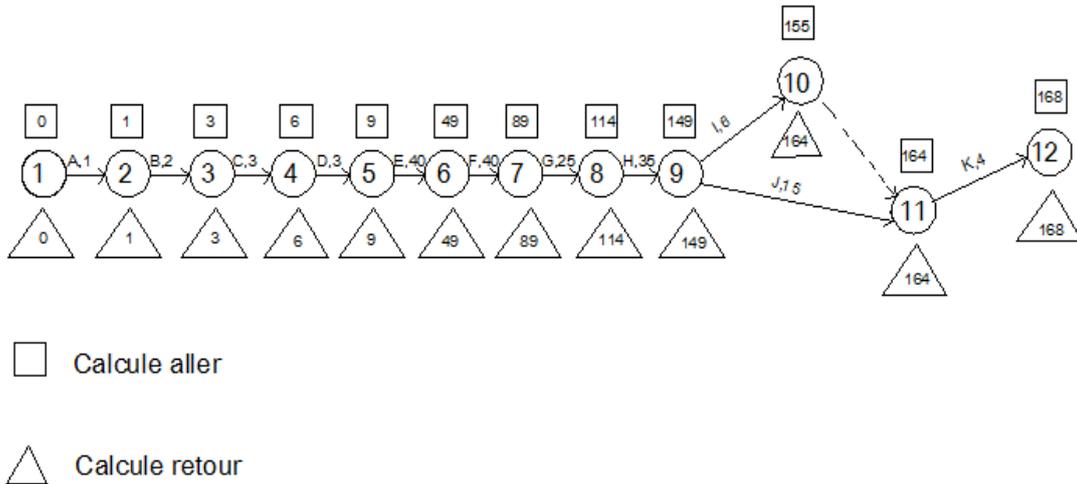
La figure suivante représente le réseau à nœud :



**Figure VII.3: Réseau à nœud de réservoir**

### Méthode à flèche:

La figure ci après représente le réseau à flèche :



**Figure VII.4: Réseau à flèche du réservoir**

Alor DTP= 168 jours ; et le chemin critique= A-B-C-D-E-F-G-H-J-K ;

➤ **Réalisation de réseau d'adduction :**

## Chapitre VII : Management de projet

Les taches concernant la réalisation d'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

**Tableau VII.7:La tache de réalisation d'adduction**

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	9
B	Exécution des tranchées et des fouilles	30
C	Aménagement du lit de pose	12
D	La mise en place des canalisations en tranchée	15
E	Soudage des conduites	27
F	Remblai des tranchées	15
G	compactage	12

Pour gagner du temps il faut diviser les ouvriers en trois équipes, comme le tableau suivant :

**Tableau VII.8:La tache de réalisation d'adduction après la division**

Notation	Opération	Durée (jours)
A1	Décapage	3
A2		3
A3		3
B1	Exécution des tranchées et des fouilles	10
B2		10
B3		10
C1	Aménagement du lit de pose	4
C2		4
C3		4
D1	La mise en place des canalisations en tranchée	5
D2		5
D3		5
E1	Soudage des conduites	9
E2		9
E3		9
F1	Remblai des tranchées	5
F2		5
F3		5
G1	compactage	4
G2		4
G3		4

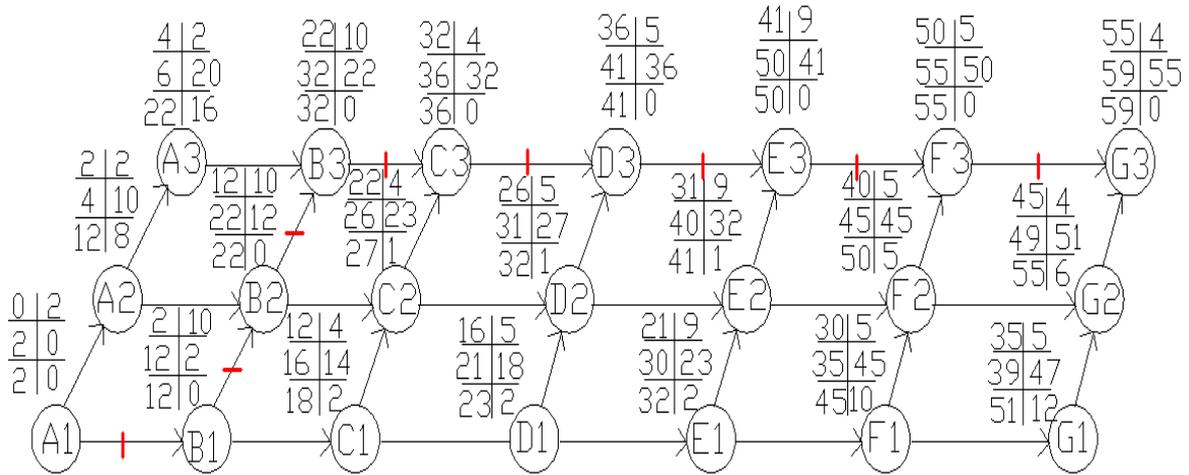
## Chapitre VII : Management de projet

### La méthode à nœud:

Alors DTP= 59 jours ; et le chemin critique= A1-B1-B2-B3-C3-D3-E3-F3-G3;

La figure ci après représente le réseau à nœud :

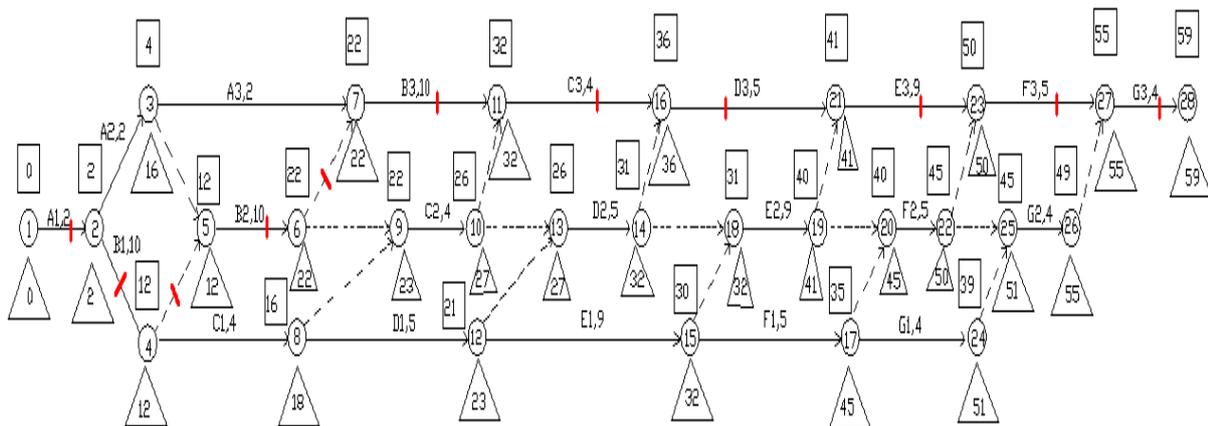
:



**Figure VII.5: Réseau à nœud de l'adduction**

### Méthode à flèche :

La figure ci après représente le réseau à flèche d'adduction :



**Figure VII.6: Réseau à flèche d'adduction**

Alors la Date Total de réalisation d'adduction= 59 jours ; et le chemin critique= A1-B1-B2-B3-C3-D3-E3-F3-G3;

### ➤ Réalisation de réseau de distribution :

## Chapitre VII : Management de projet

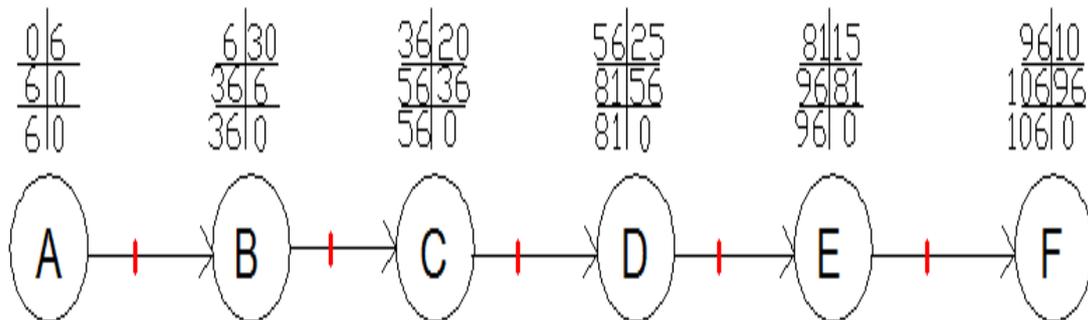
Le tableau suivant représente les tâches de réalisation de réseau de distribution

**Tableau VII.9:La tâche de réalisation de réseau de distribution**

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	6
B	Exécution des tranchées et des fouilles	30
C	pose de canalisation	20
D	soudage de la conduite et raccordement	25
E	remblai des tranchées	15
F	Compactage	10

### Méthode à nœud :

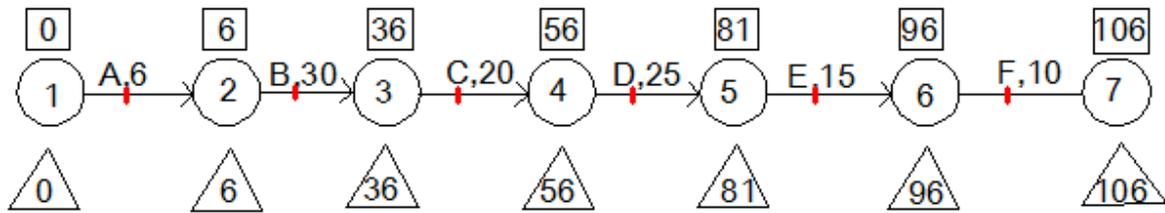
La figure ci après représente réseau à nœud de réseau de distribution :



**Figure VII.7:Réseau à nœud de réseau de distribution**

### Méthode à flèche :

La figure ci après représente réseau à flèche de réseau de distribution :



**Figure VII.8:Réseau à flèche de réseau de distribution**

Alor DTP= 106 jours ; et le chemin critique= A-B-C-D-E-F;

### **VII.9.CONCLUSION:**

Nous avons présenté les travaux de réalisation qui seront effectués, le planning des taches, et d'autre part, nous avons estimé les volumes nécessaires des travaux, et estimé également le coût totale du projet **225 124 979,8DA**, Et la durée totale de réalisation du projet estimée à 11 mois.

## **CONCLUSION GENERALE :**

Dans cette mémoire de fin d'étude, et après une analyse approfondie des différents aspects de l'alimentation en eau potable de la zone urbaine, nous avons fait un listing exhaustif des équipements de la nouvelle ville de BOUINAN, ainsi que l'estimation des besoins en eau de l'agglomération ; nous avons projeté un réseau de distributions de type maillé composé de conduites en polyéthylène haute densité PN16 qui répondent à la norme de potabilité et aux besoins de l'agglomération de la nouvelle ville de BOUINAN jusqu'à l'horizon 2052.

Pour répondre à ce besoin, nous avons calculé la capacité du réservoir ( $2 \times 2500 \text{ m}^3$ ) et nous l'avons trouvé suffisant à l'horizon d'étude. A travers ses besoins on a dimensionné notre réseau et nous avons trouvé une répartition ordinaire des pressions variant entre 40 mce et 69 mce et des vitesses qui varient entre 0,3m/s et 3m/s.

En fin de ce travail, on a vu certaines méthodes de gestion telle que la modulation de pression, qui peuvent aider les futures gestionnaires du réseau d'AEP de la nouvelle ville de BOUINAN pour optimiser les ressources en eau disponible et maintenir un fonctionnement équilibré du réseau.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## BIBLIGRAPHIE

Dupont. (1979). *hydrulique urbaine (Tome II)*. Paris.

*HYDRALIQUE GENERALE ET APPLIQUEE*. (1972). Eyrolles.

ROZENTAL, M. (2010). *La modulation de pression*.

**ANNEXE**

**Annexe IV.1 :** La suite de tableau de débit nodal cas point+ incendie :

**Tableau IV.2 :** calcul de débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite)

n4	Tronçon p2	130,4	0,01175	1,532	1,611
	Tronçon p29	27,47	0,01175	0,323	
	Tronçon p3	53,33	0,01175	0,627	
	Tronçon p67	63,09	0,01175	0,741	
n5	Tronçon p3	53,33	0,01175	0,627	1,468
	Tronçon p11	106,1	0,01175	1,247	
	Tronçon p90	25,94	0,01175	0,305	
	Tronçon p22	64,55	0,01175	0,758	
n6	Tronçon p91	262,6	0,01175	3,085	2,958
	Tronçon p40	138,5	0,01175	1,627	
	Tronçon p45	53,15	0,01175	0,624	
	Tronçon p4	49,28	0,01175	0,579	
n7	Tronçon p4	49,28	0,01175	0,579	1,467
	Tronçon p12	168,6	0,01175	1,981	
	Tronçon p58	31,84	0,01175	0,374	
n8	Tronçon p12	168,6	0,01175	1,981	2,519
	Tronçon p48	87,01	0,01175	1,022	
	Tronçon p47	54,02	0,01175	0,635	
	Tronçon p5	119,2	0,01175	1,4	
n9	Tronçon p13	142,7	0,01175	1,677	1,7
	Tronçon p39	27,54	0,01175	0,324	
	Tronçon p5	119,2	0,01175	1,4	

**Tableau IV.2 : calcul de débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite)**

n10	Tronçon p13	142,7	0,01175	1,677	1,171
	Tronçon p6	30,76	0,01175	0,361	
	Tronçon p36	25,94	0,01175	0,305	
n11	Tronçon p89	113,7	0,01175	1,336	2,885
	Tronçon p6	30,76	0,01175	0,361	
	Tronçon p14	346,7	0,01175	4,073	
n12	Tronçon p7	292,1	0,01175	3,432	1,983
	Tronçon p8	45,47	0,01175	0,534	
n13	Tronçon p8	45,47	0,01175	0,534	1,274
	Tronçon p40	138,5	0,01175	1,627	
	Tronçon p41	32,84	0,01175	0,386	
n14	Tronçon p9	137	0,01175	1,61	1,641
	Tronçon p16	66	0,01175	0,775	
	Tronçon p63	76,4	0,01175	0,898	
n15	Tronçon p86	228,6	0,01175	2,686	3,237
	Tronçon p10	215,3	0,01175	2,53	
	Tronçon p27	107,1	0,01175	1,258	
n16	Tronçon p10	215,3	0,01175	2,53	2,029
	Tronçon p75	103,4	0,01175	1,215	
	Tronçon p82	26,76	0,01175	0,314	
n17	Tronçon p14	346,7	0,01175	4,073	2,658
	Tronçon p17	64,96	0,01175	0,763	
	Tronçon p18	40,73	0,01175	0,479	

**Tableau IV.2 : calcul de débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite)**

n18	Tronçon p15	102,97	0,01175	1,21	1,352
	Tronçon p24	61,2	0,01175	0,719	
	Tronçon p16	66	0,01175	0,775	
n19	Tronçon p92	433,6	0,01175	5,094	4,305
	Tronçon p74	226,7	0,01175	2,663	
	Tronçon p21	72,48	0,01175	0,852	
n20	Tronçon p74	226,7	0,01175	2,663	1,713
	Tronçon p17	64,96	0,01175	0,763	
n21	Tronçon p18	40,73	0,01175	0,479	1,53
	Tronçon p19	117,8	0,01175	1,384	
	Tronçon p20	101,9	0,01175	1,197	
n22	Tronçon p19	117,8	0,01175	1,384	0,692
n23	Tronçon p20	101,9	0,01175	1,197	0,599
n24	Tronçon p21	72,48	0,01175	0,852	1,308
	Tronçon p72	67,54	0,01175	0,794	
	Tronçon p73	82,71	0,01175	0,972	
n25	Tronçon p22	64,55	0,01175	0,758	1,516
	Tronçon p68	119,7	0,01175	1,406	
	Tronçon p69	73,86	0,01175	0,868	
n26	Tronçon p23	107	0,01175	1,257	0,629
n27	Tronçon p23	107	0,01175	1,257	1,786
	Tronçon p62	133,9	0,01175	1,573	
	Tronçon p67	63,09	0,01175	0,741	

**Tableau IV.2 : calcul des débits nodaux à l'heure de pointe +incendie (suite)**

n28	Tronçon p85	61,2	0,01175	0,719	0,36
n29	Tronçon p25	99,52	0,01175	1,169	0,585
n30	Tronçon p85	61,2	0,01175	0,719	1,304
	Tronçon p24	61,2	0,01175	0,719	
	Tronçon p25	99,52	0,01175	1,169	
n31	Tronçon p26	63,45	0,01175	0,745	0,373
n32	Tronçon p26	63,45	0,01175	0,745	1,002
	Tronçon p27	107,1	0,01175	1,258	
n33	Tronçon p28	115,5	0,01175	1,357	0,679
n34	Tronçon p66	142,7	0,01175	1,677	2,061
	Tronçon p28	115,5	0,01175	1,357	
	Tronçon p65	92,58	0,01175	1,088	
n35	Tronçon p30	66,58	0,01175	0,782	0,807
	Tronçon p64	43,3	0,01175	0,509	
	Tronçon p29	27,47	0,01175	0,323	
n36	Tronçon p30	66,58	0,01175	0,782	1,621
	Tronçon p31	123,5	0,01175	1,451	
	Tronçon p32	85,81	0,01175	1,008	
n37	Tronçon p31	123,5	0,01175	1,451	0,726
n38	Tronçon p32	85,81	0,01175	1,008	0,504

**Tableau IV.2 : calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite)**

n39	Tronçon p33	26,01	0,01175	0,306	1,442
	Tronçon p34	132,7	0,01175	1,559	
	Tronçon p35	86,73	0,01175	1,019	
n40	Tronçon p34	132,7	0,01175	1,559	0,78
n41	Tronçon p35	86,73	0,01175	1,019	0,509
n42	Tronçon p36	25,94	0,01175	0,305	1,43
	Tronçon p37	85,51	0,01175	1,005	
	Tronçon p38	132	0,01175	1,551	
n43	Tronçon p37	85,51	0,01175	1,005	0,502
n44	Tronçon p38	132	0,01175	1,551	0,775
n45	Tronçon p78	129,4	0,01175	1,52	1,421
	Tronçon p79	84,9	0,01175	0,997	
	Tronçon p39	27,54	0,01175	0,324	
n46	Tronçon p41	32,84	0,01175	0,386	1,337
	Tronçon p42	106	0,01175	1,245	
	Tronçon p44	88,8	0,01175	1,043	
n47	Tronçon p42	106	0,01175	1,245	1,126
	Tronçon p43	85,63	0,01175	1,006	
n48	Tronçon p43	85,63	0,01175	1,006	0,503
n49	Tronçon p44	88,8	0,01175	1,043	0,522

**Tableau IV.2 : calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite)**

n50	Tronçon p45	53,15	0,01175	0,624	1,738
	Tronçon p46	142,3	0,01175	1,672	
	Tronçon p80	100,4	0,01175	1,18	
n51	Tronçon p46	142,3	0,01175	1,672	0,836
n52	Tronçon p76	95,44	0,01175	1,121	1,704
	Tronçon p77	140,6	0,01175	1,652	
	Tronçon p47	54,02	0,01175	0,635	

**Tableau IV.2 : calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite)**

n53	Tronçon p55	58,81	0,01175	0,691	1,208
	Tronçon p56	59,79	0,01175	0,702	
	Tronçon p48	87,01	0,01175	1,022	
n54	Tronçon p51	33,74	0,01175	0,396	1,024
	Tronçon p55	58,81	0,01175	0,691	
	Tronçon p49	81,74	0,01175	0,96	
n55	Tronçon p49	81,74	0,01175	0,96	1,713
	Tronçon p50	101	0,01175	1,187	
	Tronçon p54	108,8	0,01175	1,278	
n56	Tronçon p50	101	0,01175	1,187	0,593
n57	Tronçon p51	33,74	0,01175	0,396	0,819
	Tronçon p52	50,48	0,01175	0,593	
	Tronçon p53	55,19	0,01175	0,648	
n58	Tronçon p52	50,48	0,01175	0,593	0,297
n59	Tronçon p53	55,19	0,01175	0,648	0,324
n60	Tronçon p54	108,8	0,01175	1,278	0,639
n61	Tronçon p56	59,79	0,01175	0,702	0,894
	Tronçon p57	40,76	0,01175	0,479	
	Tronçon p61	51,67	0,01175	0,607	
n62	Tronçon p57	40,76	0,01175	0,479	0,239
n63	Tronçon p58	31,84	0,01175	0,374	1,592
	Tronçon p59	158,2	0,01175	1,859	
	Tronçon p60	80,88	0,01175	0,95	

**Tableau IV.2 : calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite)**

n64	Tronçon p59	158,2	0,01175	1,859	0,929
n65	Tronçon p60	80,88	0,01175	0,95	0,475
n66	Tronçon p61	51,67	0,01175	0,607	0,304
n67	Tronçon p62	133,9	0,01175	1,573	0,787
n68	Tronçon p63	76,4	0,01175	0,898	1,533
	Tronçon p70	87,77	0,01175	1,031	
	Tronçon p71	96,84	0,01175	1,138	
n69	Tronçon p64	43,3	0,01175	0,509	0,254
n70	Tronçon p66	142,7	0,01175	1,677	0,838
n71	Tronçon p68	119,7	0,01175	1,406	0,703
n72	Tronçon p69	73,86	0,01175	0,868	0,434
n73	Tronçon p70	87,77	0,01175	1,031	0,516
n74	Tronçon p71	96,84	0,01175	1,138	0,569
n75	Tronçon p72	67,54	0,01175	0,794	0,397
n76	Tronçon p73	82,71	0,01175	0,972	0,486
n77	Tronçon p76	95,44	0,01175	1,121	0,561
n78	Tronçon p77	140,6	0,01175	1,652	0,826
n79	Tronçon p78	129,4	0,01175	1,52	0,76
n80	Tronçon p79	84,9	0,01175	0,997	0,499
n81	Tronçon p80	100,4	0,01175	1,18	0,59
n82	Tronçon p82	26,76	0,01175	0,314	1,277
	Tronçon p83	81,56	0,01175	0,958	
	Tronçon p84	109,1	0,01175	1,282	

**Tableau IV.2 : calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite)**

n83	Tronçon p83	81,56	0,01175	0,958	0,479
n84	Tronçon p84	109,1	0,01175	1,282	0,641
n85	Tronçon p9	137	0,01175	1,61	20,996
	Tronçon p86	228,6	0,01175	2,686	
	Tronçon p87	314,66	0,01175	3,697	
n86	Tronçon p11	106,1	0,01175	1,247	3,047
	Tronçon p88	298,94	0,01175	3,512	
	Tronçon p89	113,7	0,01175	1,336	
n87	Tronçon p15	102,97	0,01175	1,21	4,908
	Tronçon p88	298,94	0,01175	3,512	
	Tronçon p92	433,6	0,01175	5,094	
n88	Tronçon p33	26,01	0,01175	0,306	1,848
	Tronçon p91	262,6	0,01175	3,085	
	Tronçon p90	25,94	0,01175	0,305	

**Annexe IV.2 :** La suite de tableau de débit nodal à l'heure creuse:

**Tableau IV.3 :** calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite)

les nœuds	ID Arc	Longueur	qs	Qr	Qn
		m	l/s/ml	l/s	l/s
n4	Tronçon p2	130,4	0,002357	0,307	0,323
	Tronçon p29	27,47	0,002357	0,065	
	Tronçon p3	53,33	0,002357	0,126	
	Tronçon p67	63,09	0,002357	0,149	
n5	Tronçon p3	53,33	0,002357	0,126	0,295
	Tronçon p11	106,1	0,002357	0,25	
	Tronçon p90	25,94	0,002357	0,061	
	Tronçon p22	64,55	0,002357	0,152	
n6	Tronçon p91	262,6	0,002357	0,619	0,593
	Tronçon p40	138,5	0,002357	0,326	
	Tronçon p45	53,15	0,002357	0,125	
	Tronçon p4	49,28	0,002357	0,116	
n7	Tronçon p4	49,28	0,002357	0,116	0,294
	Tronçon p12	168,6	0,002357	0,397	
	Tronçon p58	31,84	0,002357	0,075	
n8	Tronçon p12	168,6	0,002357	0,397	0,505
	Tronçon p48	87,01	0,002357	0,205	
	Tronçon p47	54,02	0,002357	0,127	
	Tronçon p5	119,2	0,002357	0,281	
n9	Tronçon p13	142,7	0,002357	0,336	0,341
	Tronçon p39	27,54	0,002357	0,065	
	Tronçon p5	119,2	0,002357	0,281	

**Tableau IV.3 : calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n10	Tronçon p13	142,7	0,002357	0,336	0,235
	Tronçon p6	30,76	0,002357	0,073	
	Tronçon p36	25,94	0,002357	0,061	
n11	Tronçon p89	113,7	0,002357	0,268	0,579
	Tronçon p6	30,76	0,002357	0,073	
	Tronçon p14	346,7	0,002357	0,817	
n12	Tronçon p7	292,1	0,002357	0,688	0,398
	Tronçon p8	45,47	0,002357	0,107	
n13	Tronçon p8	45,47	0,002357	0,107	0,256
	Tronçon p40	138,5	0,002357	0,326	
	Tronçon p41	32,84	0,002357	0,077	
n14	Tronçon p9	137	0,002357	0,323	0,329
	Tronçon p16	66	0,002357	0,156	
	Tronçon p63	76,4	0,002357	0,18	
n15	Tronçon p86	228,6	0,002357	0,539	0,649
	Tronçon p10	215,3	0,002357	0,507	
	Tronçon p27	107,1	0,002357	0,252	
n16	Tronçon p10	215,3	0,002357	0,507	0,407
	Tronçon p75	103,4	0,002357	0,244	
	Tronçon p82	26,76	0,002357	0,063	
n17	Tronçon p14	346,7	0,002357	0,817	0,533
	Tronçon p17	64,96	0,002357	0,153	
	Tronçon p18	40,73	0,002357	0,096	

**Tableau IV.3 : calcul de débits nodaux à l'heure de faible consommation (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n18	Tronçon p15	102,97	0,002357	0,243	0,271
	Tronçon p24	61,2	0,002357	0,144	
	Tronçon p16	66	0,002357	0,156	
n19	Tronçon p92	433,6	0,002357	1,022	0,864
	Tronçon p74	226,7	0,002357	0,534	
	Tronçon p21	72,48	0,002357	0,171	
n20	Tronçon p74	226,7	0,002357	0,534	0,344
	Tronçon p17	64,96	0,002357	0,153	
n21	Tronçon p18	40,73	0,002357	0,096	0,307
	Tronçon p19	117,8	0,002357	0,278	
	Tronçon p20	101,9	0,002357	0,24	
n22	Tronçon p19	117,8	0,002357	0,278	0,139
n23	Tronçon p20	101,9	0,002357	0,24	0,12
n24	Tronçon p21	72,48	0,002357	0,171	0,262
	Tronçon p72	67,54	0,002357	0,159	
	Tronçon p73	82,71	0,002357	0,195	
n25	Tronçon p22	64,55	0,002357	0,152	0,304
	Tronçon p68	119,7	0,002357	0,282	
	Tronçon p69	73,86	0,002357	0,174	
n26	Tronçon p23	107	0,002357	0,252	0,126
n27	Tronçon p23	107	0,002357	0,252	0,358
	Tronçon p62	133,9	0,002357	0,316	
	Tronçon p67	63,09	0,002357	0,149	

**Tableau IV.3 : calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n28	Tronçon p85	61,2	0,002357	0,144	0,072
n29	Tronçon p25	99,52	0,002357	0,235	0,117
n30	Tronçon p85	61,2	0,002357	0,144	0,262
	Tronçon p24	61,2	0,002357	0,144	
	Tronçon p25	99,52	0,002357	0,235	
n31	Tronçon p26	63,45	0,002357	0,15	0,075
n32	Tronçon p26	63,45	0,002357	0,15	0,201
	Tronçon p27	107,1	0,002357	0,252	
n33	Tronçon p28	115,5	0,002357	0,272	0,136
n34	Tronçon p66	142,7	0,002357	0,336	0,413
	Tronçon p28	115,5	0,002357	0,272	
	Tronçon p65	92,58	0,002357	0,218	
n35	Tronçon p30	66,58	0,002357	0,157	0,162
	Tronçon p64	43,3	0,002357	0,102	
	Tronçon p29	27,47	0,002357	0,065	
n36	Tronçon p30	66,58	0,002357	0,157	0,325
	Tronçon p31	123,5	0,002357	0,291	
	Tronçon p32	85,81	0,002357	0,202	
n37	Tronçon p31	123,5	0,002357	0,291	0,146
n38	Tronçon p32	85,81	0,002357	0,202	0,101
n39	Tronçon p33	26,01	0,002357	0,061	0,289
	Tronçon p34	132,7	0,002357	0,313	
	Tronçon p35	86,73	0,002357	0,204	

**Tableau IV.3 : calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n40	Tronçon p34	132,7	0,002357	0,313	0,156
n41	Tronçon p35	86,73	0,002357	0,204	0,102
n42	Tronçon p36	25,94	0,002357	0,061	0,287
	Tronçon p37	85,51	0,002357	0,202	
	Tronçon p38	132	0,002357	0,311	
n43	Tronçon p37	85,51	0,002357	0,202	0,101
n44	Tronçon p38	132	0,002357	0,311	0,156
n45	Tronçon p78	129,4	0,002357	0,305	0,285
	Tronçon p79	84,9	0,002357	0,2	
	Tronçon p39	27,54	0,002357	0,065	
n46	Tronçon p41	32,84	0,002357	0,077	0,268
	Tronçon p42	106	0,002357	0,25	
	Tronçon p44	88,8	0,002357	0,209	
n47	Tronçon p42	106	0,002357	0,25	0,226
	Tronçon p43	85,63	0,002357	0,202	
n48	Tronçon p43	85,63	0,002357	0,202	0,101
n49	Tronçon p44	88,8	0,002357	0,209	0,105
n50	Tronçon p45	53,15	0,002357	0,125	0,349
	Tronçon p46	142,3	0,002357	0,335	
	Tronçon p80	100,4	0,002357	0,237	
n51	Tronçon p46	142,3	0,002357	0,335	0,168

**Tableau IV.3 : calcul de débits nodaux à creuse (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n52	Tronçon p76	95,44	0,002357	0,225	0,342
	Tronçon p77	140,6	0,002357	0,331	
	Tronçon p47	54,02	0,002357	0,127	
n53	Tronçon p55	58,81	0,002357	0,139	0,242
	Tronçon p56	59,79	0,002357	0,141	
	Tronçon p48	87,01	0,002357	0,205	
n54	Tronçon p51	33,74	0,002357	0,08	0,205
	Tronçon p55	58,81	0,002357	0,139	
	Tronçon p49	81,74	0,002357	0,193	
n55	Tronçon p49	81,74	0,002357	0,193	0,344
	Tronçon p50	101	0,002357	0,238	
	Tronçon p54	108,8	0,002357	0,256	
n56	Tronçon p50	101	0,002357	0,238	0,119
n57	Tronçon p51	33,74	0,002357	0,08	0,164
	Tronçon p52	50,48	0,002357	0,119	
	Tronçon p53	55,19	0,002357	0,13	
n58	Tronçon p52	50,48	0,002357	0,119	0,059
n59	Tronçon p53	55,19	0,002357	0,13	0,065
n60	Tronçon p54	108,8	0,002357	0,256	0,128
n61	Tronçon p56	59,79	0,002357	0,141	0,179
	Tronçon p57	40,76	0,002357	0,096	
	Tronçon p61	51,67	0,002357	0,122	

**Tableau IV.3 : calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite)**

les nœuds	ID Arc	Longueur m	qs l/s/ml	Qr l/s	Qn l/s
n62	Tronçon p57	40,76	0,002357	0,096	0,048
n63	Tronçon p58	31,84	0,002357	0,075	0,319
	Tronçon p59	158,2	0,002357	0,373	
	Tronçon p60	80,88	0,002357	0,191	
n64	Tronçon p59	158,2	0,002357	0,373	0,186
n65	Tronçon p60	80,88	0,002357	0,191	0,095
n66	Tronçon p61	51,67	0,002357	0,122	0,061
n67	Tronçon p62	133,9	0,002357	0,316	0,158
n68	Tronçon p63	76,4	0,002357	0,18	0,308
	Tronçon p70	87,77	0,002357	0,207	
	Tronçon p71	96,84	0,002357	0,228	
n69	Tronçon p64	43,3	0,002357	0,102	0,051
n70	Tronçon p66	142,7	0,002357	0,336	0,168
n71	Tronçon p68	119,7	0,002357	0,282	0,141
n72	Tronçon p69	73,86	0,002357	0,174	0,087
n73	Tronçon p70	87,77	0,002357	0,207	0,103
n74	Tronçon p71	96,84	0,002357	0,228	0,114
n75	Tronçon p72	67,54	0,002357	0,159	0,08
n76	Tronçon p73	82,71	0,002357	0,195	0,097
n77	Tronçon p76	95,44	0,002357	0,225	0,112
n78	Tronçon p77	140,6	0,002357	0,331	0,166
n79	Tronçon p78	129,4	0,002357	0,305	0,152

**Tableau IV.3 : calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite)**

les nœuds		Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
n80	Tronçon p79	84,9	0,002357	0,2	0,1
n81	Tronçon p80	100,4	0,002357	0,237	0,118
n82	Tronçon p82	26,76	0,002357	0,063	0,256
	Tronçon p83	81,56	0,002357	0,192	
	Tronçon p84	109,1	0,002357	0,257	
n83	Tronçon p83	81,56	0,002357	0,192	0,096
n84	Tronçon p84	109,1	0,002357	0,257	0,129
n85	Tronçon p9	137	0,002357	0,323	0,802
	Tronçon p86	228,6	0,002357	0,539	
	Tronçon p87	314,66	0,002357	0,742	
n86	Tronçon p11	106,1	0,002357	0,25	0,611
	Tronçon p88	298,94	0,002357	0,705	
	Tronçon p89	113,7	0,002357	0,268	
n87	Tronçon p15	102,97	0,002357	0,243	0,985
	Tronçon p88	298,94	0,002357	0,705	
	Tronçon p92	433,6	0,002357	1,022	
n88	Tronçon p33	26,01	0,002357	0,061	0,371
	Tronçon p91	262,6	0,002357	0,619	
	Tronçon p90	25,94	0,002357	0,061	

**Annexe IV.3 :** La suite de tableau IV.4 de débit nodal (cas pointe)

**Tableau IV.4 :** cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe):

ID Nœuds	Altitude m	Demande LPS	Pression m c e
Noeud n45	84,2	1,42	43,49
Noeud n46	83,7	1,34	45,48
Noeud n47	82,8	1,13	44,56
Noeud n48	82,8	0,5	44
Noeud n49	82,5	0,52	46,47
Noeud n50	84,2	1,74	43,28
Noeud n51	85,35	0,84	41,37
Noeud n52	86,35	1,7	40,03
Noeud n53	83,1	1,21	43,14
Noeud n54	83,17	1,02	41,87
Noeud n55	84,1	1,71	40,37
Noeud n56	84,6	0,59	39
Noeud n57	84,1	0,82	40,47
Noeud n58	83,8	0,3	40,64
Noeud n59	83,8	0,32	40,61
Noeud n60	84,02	0,64	40,09
Noeud n61	83,88	0,89	41,54
Noeud n62	83,88	0,24	41,46
Noeud n63	82,7	1,59	43,89
Noeud n64	82,3	0,93	43,28
Noeud n65	81,75	0,48	44,68
Noeud n66	83	0,3	42,28
Noeud n67	78,6	0,79	50,66

**Tableau IV.4 : cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe) suite:**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœuds	m	LPS	m c e
Noeud n68	76,8	1,53	58,18
Noeud n69	80	0,25	53,73
Noeud n70	77,7	0,84	52,72
Noeud n71	78,3	0,7	52,92
Noeud n72	78,75	0,43	52,81
Noeud n73	76,3	0,52	58,48
Noeud n74	77,25	0,57	56,95
Noeud n75	77,56	0,4	55,24
Noeud n76	77,56	0,49	55,02
Noeud n77	85,35	0,56	40,28
Noeud n78	85,35	0,83	40,29
Noeud n79	84,4	0,76	41,56
Noeud n80	84,2	0,5	42,95
Noeud n81	85,2	0,59	41,99
Noeud n82	79,9	1,28	66,35
Noeud n83	79,9	0,48	66,18
Noeud n84	79,9	0,64	65,98
Noeud n85	75,3	4	64,32
Noeud n86	78,16	3,05	55,83
Noeud n87	74,58	4,91	62,12
Noeud n88	78,78	1,85	53,63

Annexe IV.4 : La suite de tableau IV.6 de débit nodal (cas pointe+ incendié)

**Tableau IV.6 : cotes et pression de chaque nœud cas pointe + incendié (suite)**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœuds	m	LPS	m c e
Noeud n46	83,7	1,34	43,08
Noeud n47	82,8	1,13	42,16
Noeud n48	82,8	0,5	41,61
Noeud n49	82,5	0,52	44,08
Noeud n50	84,2	1,74	40,72
Noeud n51	85,35	0,84	38,82
Noeud n52	86,35	1,7	37,34
Noeud n53	83,1	1,21	40,46
Noeud n54	83,17	1,02	39,18
Noeud n55	84,1	1,71	37,69
Noeud n56	84,6	0,59	36,31
Noeud n57	84,1	0,82	37,79
Noeud n58	83,8	0,3	37,96
Noeud n59	83,8	0,32	37,92
Noeud n60	84,02	0,64	37,41
Noeud n61	83,88	0,89	38,85
Noeud n62	83,88	0,24	38,78
Noeud n63	82,7	1,59	41,29
Noeud n64	82,3	0,93	40,68
Noeud n65	81,75	0,48	42,08
Noeud n66	83	0,3	39,59
Noeud n67	78,6	0,79	48,15

**Tableau IV.6 : cotes et pression de chaque nœud cas pointe + incendié (suite)**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœuds	m	LPS	m c e
Noeud n68	76,8	1,53	53,15
Noeud n69	80	0,25	51,22
Noeud n70	77,7	0,84	50,73
Noeud n71	78,3	0,7	50,3
Noeud n72	78,75	0,43	50,19
Noeud n73	76,3	0,52	53,45
Noeud n74	77,25	0,57	51,92
Noeud n75	77,56	0,4	50,87
Noeud n76	77,56	0,49	50,66
Noeud n77	85,35	0,56	37,59
Noeud n78	85,35	0,83	37,61
Noeud n79	84,4	0,76	38,78
Noeud n80	84,2	0,5	40,17
Noeud n81	85,2	0,59	39,43
Noeud n82	79,9	1,28	65,21
Noeud n83	79,9	0,48	65,05
Noeud n84	79,9	0,64	64,85
Noeud n85	75,3	21	58,97
Noeud n86	78,16	3,05	53,07
Noeud n87	74,58	4,91	57,43
Noeud n88	78,78	1,85	51,03

Annexe IV.5 : La suite de tableau IV.8 de débit nodal (cas d'heure creuse)

**Tableau IV.8: cotes et pression de chaque nœud (Cas d'heure creuse) suite**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœuds	m	LPS	m c e
Noeud n44	81,85	0,16	66,73
Noeud n45	84,2	0,28	64,21
Noeud n46	83,7	0,27	64,78
Noeud n47	82,8	0,23	65,57
Noeud n48	82,8	0,1	65,54
Noeud n49	82,5	0,1	65,97
Noeud n50	84,2	0,35	64,19
Noeud n51	85,35	0,17	62,99
Noeud n52	86,35	0,34	61,98
Noeud n53	83,1	0,24	65,22
Noeud n54	83,17	0,2	65,08
Noeud n55	84,1	0,34	64,12
Noeud n56	84,6	0,12	63,56
Noeud n57	84,1	0,16	64,12
Noeud n58	83,8	0,06	64,42
Noeud n59	83,8	0,06	64,42
Noeud n60	84,02	0,13	64,18
Noeud n61	83,88	0,18	64,39
Noeud n62	83,88	0,05	64,39
Noeud n63	82,7	0,32	65,64
Noeud n64	82,3	0,19	65,98

**Tableau IV.8: cotes et pression de chaque nœud (Cas d'heure creuse) suite**

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœuds	m	LPS	m c e
Noeud n65	81,75	0,09	66,58
Noeud n66	83	0,06	65,27
Noeud n67	78,6	0,16	69,87
Noeud n68	76,8	0,31	72
Noeud n69	80	0,05	68,74
Noeud n70	77,7	0,17	70,84
Noeud n71	78,3	0,14	70,3
Noeud n72	78,75	0,09	69,87
Noeud n73	76,3	0,1	72,49
Noeud n74	77,25	0,11	71,5
Noeud n75	77,56	0,08	71,13
Noeud n76	77,56	0,1	71,11
Noeud n77	85,35	0,11	62,93
Noeud n78	85,35	0,17	62,93
Noeud n79	84,4	0,15	63,9
Noeud n80	84,2	0,1	64,18
Noeud n81	85,2	0,12	63,17
Noeud n82	79,9	0,26	69,52
Noeud n83	79,9	0,1	69,51
Noeud n84	79,9	0,13	69,5
Noeud n85	75,3	0,8	73,76
Noeud n86	78,16	0,61	70,6
Noeud n87	74,58	0,99	74,33
Noeud n88	78,78	0,37	69,89

