الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵖⵓⵔⴱⴰⵣ ⴰⵖⵓⵍⵏⴰⵡ ⵉⵎⵉⵏⵓⴳ ⵏ ⵜⵎⵓⵙⵡⵉⵜ

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la cité 3100 logements de la nouvelle ville de Bouinan (W. Blida)

**Présenté par :**
**FELLAH Kamal**

**Devant les membres du jury**

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|---|---|---|
| SALAH Boualem | Professeur | Président |
| KAHLERRAS Malika | M.C.B | Examinateur |
| BENCHIHEB Nedjoua | M.C.B | Examinateur |
| HACHEMI Abdelkader | M.C.A | Promoteur |

**Session Juin 2023**

*REMERCIMENTS*

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

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Mon promoteur monsieur HACHEMI ABDELKADER pour son orientation et ses Corrections de ce mémoire.*

*Tous ceux et celles de près 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 m'ont apporté et pour leurs savoir, Leurs patiences, leurs générosités durant mon cycle d'étude*

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

# *Dédicaces*

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,*

*A mes chers frères* ***Amine, Said, Mohamad, Djamal, Nacer, Messaoud****, pour leur appui et leur encouragement, et leur soutien moral.*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fuit de votre soutien infaillible.*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

*A tous mes amis :* ***mounsif , hamza , Khaiel , Hachmi , Abed el-Rahman***

***, Zaki , Elhadi, Salah , Abed el-salem***

*Et bien sûr à Mon promoteur* ***Monsieur Abdelkader hachemi.***

***A mes collègues et professeurs de l'ENSH.***

## ملخص

لدينا في مدينة بوينان بولاية البليدة انشاء عدة احياء سكنية جديدة ومشكل توصيلها بالمياه الصالحة لشرب ومن بين هذه الاحياء حي 3100 مسكن. حيث قمنا بدراسة الاحتياجات الضرورية من المياه الصالحة لشرب لتلبية حاجيات السكان حتى سنة 2053 وبناء على هذه الدراسة قمنا بإنشاء شبكة التوزيع بالاستعانة ببرنامج خاص (ابنت).ولكن بقي لنا مشكل الضغط الغير كافي في البنايات ذات 15 طابق. لذلك تم إنشاء محطة ضغط تحتوي على مضختين وخزان مياه بسعة 100 متر مكعب وذلك لضمان الضغط المناسب. وفي الأخير أجرينا تدقيق لتسيير المشروع نجم عنه حساب مدة الإنجاز المقدرة ب 9 شهر والتكلفة التي تقدر ب **54429104.41** دينار جزائري.

## Résumé

Dans la ville de Bouinan, dans la wilaya de Blida, plusieurs nouveaux quartiers résidentiels ont été construits. Cependant, un problème se posait quant à la fourniture d'eau potable à ces quartiers, parmi ces quartiers se trouve le quartier des 3100 logements. Nous avons donc étudié les besoins en eau potable nécessaires pour répondre aux besoins des habitants jusqu'en 2053. Sur la base de cette étude, nous avons mis en place un réseau de distribution en utilisant un programme spécial appelé "EPANET".

Cependant, nous avons rencontré un problème de pression insuffisante dans les bâtiments de 15 étages. Pour remédier à cela, nous avons construit une station de pompage équipée de deux pompes et d'un réservoir d'eau d'une capacité de 100 m3 afin d'assurer une pression adéquate.

Enfin, nous avons effectué une vérification de la gestion du projet, ce qui nous a permis d'estimer une durée d'exécution de 9 mois et un coût total estimé à 54,429,104.41 dinars algériens.

## abstract

In the city of Bouinan, in the Blida province, several new residential neighborhoods have been constructed. However, there was an issue regarding the supply of drinking water to these neighborhoods, including the 3100 housing units neighborhood. Therefore, we conducted a study to assess the necessary drinking water requirements to meet the needs of the residents until 2053. Based on this study, we established a distribution network using a special program called "EPANET."

However, we encountered a problem of insufficient pressure in the 15-story buildings. To address this issue, we constructed a pumping station equipped with two pumps and a water reservoir with a capacity of 100 cubic meters to ensure adequate pressure.

Finally, we conducted a project management review, which allowed us to estimate a duration of 9 months for completion and a total cost estimated at 54,429,104.41 Algerian dinars.

# SOMMAIRE


INTRODUCTION GENERALE…… 15

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. INTRODUCTION …… 17
I.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE…… 17
I.3. SITUATION ACTUELLE …… 18
I.4. SITUATION TOPOGRAPHIQUE …… 18
I.5. SITUATION GEOLOGIQUE …… 18
I.6. SITUATION CLIMATOLOGIQUE …… 19
I.6.1. Climat …… 19
I.6.2. Température …… 19
I.6.3. Humidité…… 19
I.6.4. Le vent …… 19
I.7. Pluviométrie …… 20
I.8. HYDROGRAPHIE …… 21
I.9. SITUATION HYDRAULIQUE …… 21
I.10. SITUATION ECONOMIQUE …… 22
I.11. CONCLUSION …… 22

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS

II.1. INTRODUCTION…… 24
II.2. EVALUATION DE LA POPULATION POUR L'HORIZON D'ETUDE 2053 …… 24
II.3. CATEGORIES DES BESOINS…… 24
II.4. CHOIX DE LA DOTATION …… 24
II.5. DETERMINATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE …… 24
II.6. EVALUATION DES BESOINS EN EAU …… 25
II.6.1. Besoins en eau pour l'horizon 2053 …… 25
II.6.2. Besoins en eau collectifs pour l'horizon 2053…… 25
II.7. RECAPITULATION DES BESOINS EN EAU DE LA NOUVELLE VILLE POUR L'HORIZON 2053 …. 27
II.8. VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE …… 28
II.9. ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS JOURNALIERS …… 28
II.10. CALCUL DES DEBITS JOURNALIERS …… 29
II.10.1. Débit moyenne journalier …… 29
II.10.2. Débits maximums journaliers …… 29
II.10.3. Débits minimums journaliers …… 29
II.11. CALCULE LE DEBIT HORAIRE …… 30
II.11.1. 1ére méthode …… 30
II.11.1.1. Débit moyen horaire …… 30
I.11.1.2. Débit maximum horaire …… 30
II.11.1.3. Débit minimum horaire …… 31
II.11.2. 2éme méthode …… 32
II.11.2.1. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants…… 32
II.11.2.2. Détermination les débits horaires …… 34
II.12. CONCLUSION …… 35

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

III.1. INTRODUCTION ..... 37
III.2. CLASSIFICATION DES RESEAUX DEDISTRIBUTUON..... 37
III.2.1. Réseaux ramifiés ..... 37
III.2.2. Réseaux maillés ..... 37
III.2.4. Réseaux mixtes ..... 38
III.3. CONCEPTION D'UN RESEAU ..... 38
III.4. PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU MAILLE ..... 38
III.5. TYPE DE CANALISATION ..... 38
III.6. CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU MAILLE ..... 38
III.7. DETERMINATION DES DEBITS ..... 39
III.7.1. Débit spécifique ..... 39
III.7.2. Débit en route ..... 39
III.7.3. Débits aux nœuds ..... 40
III.8. CALCUL DES DEBITS ..... 40
III.8.2. Cas de pointe + incendie ..... 49
III.8.3. Cas d'heure creuse ..... 51
III.9. CALCUL DU RESEAU ..... 52
III.9.1. Fonction et application ..... 52
III.9.2. Résultat de la simulation du réseau ..... 52
III.9.2.1. Cas de pointe ..... 52
III.9.2.2. Cas de pointe+incendie ..... 59
III.9.2.3. Cas d'heure creuse ..... 67
III.10. RECAPITULATION DES RESULTANTS..... 69
III.11. INTERPRETATION DU RESULTAT..... 70
III.12. CONCLUSION..... 70

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR DE STOCKAGE

IV.1. INTRODUCTION..... 72
IV.2. UTILITE DES RESERVOIRS..... 72
IV.3. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS ..... 72
IV.4. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS..... 73
IV.5. EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION..... 74
IV.6. DETERMINATION DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS..... 77
VI.6.1.1. Méthode analytique ..... 78
VI.6.1.2. Méthode graphique ..... 78
IV.7. CONCLUSION..... 80

CHAPITRE V : SYSTEME DE SURPRESSION

V.1. INTRODUCTION ..... 82
V.2. OBJECTIF ..... 82
V.2. DEFINITION DE SURPRESSION..... 82
V.3. DEFINITION D'UN SURPRESSEUR..... 82
V.4. TYPE DE SURPRESSEUR ..... 85
V.4.1 A VITESSE FIXE ..... 85
V.4.2 SURPRESSEUR A VITESSE VARIABLE ..... 85
V.5. RACCORDEMENT DE SURPRESSEUR ..... 85

V.5.1. RACCORDEMENT SUR BACHE..... 86
V.5.2. RACCORDEMENT SUR LE RESEAU "EAU DE VILLE"..... 87
VARIANTE 1..... 88
LA SURPRESSION CLASSIQUE AVEC RESERVOIR..... 88
A -1- COMPOSANTS DE LA STATION DE SURPRESSION..... 88
A -2- CHOIX DE LA POMPE DE REFOULEMENT..... 88
A-3- POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE..... 89
A-4- MODIFICATIONS SUSCEPTIBLES D'ETRE APPORTE UNE POMPE CENTRIFUGE ..... 89
A-5- ETUDE DE LA CAVITATION..... 89
1.POUR LES BATIMENTS R+15 (64 LOGEMENTS / BATIMENT) ..... 90
2.CHOIX DU NOMBRE DE POMPES..... 90
3. BALLON HYDROPNEUMATIQUE..... 91
VARIANTE 2..... 93
A.LA SURPRESSION CONTINUE ..... 93
VARIANTE 3..... 95
LE SYSTEME DU RESERVOIR D'EAU SURELEVE (DISTRIBUTION EN PARAPLUIE)..... 95
V .6. CHOISIR LA MEILLEURE INSTALLATION POUR LES SURPRESSEURS..... 99
V .7. DIAMETRE ECONOMIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT ET D'ASPIRATION ..... 99
A. COLLECTEUR DE REFOULEMENT ..... 99
V .8. EQUIPEMENTS EN AMONT ET EN AVAL DE LA POMPE ..... 107
V.9.DIMENSIONNEMENT DU BATIMENT ..... 110
V .8. CONCLUSION ..... 111

## CHAPITREVI : DIMENSIONNEMENT DE COLONNE MONTANTE

VI .1. INTRODUCTION ..... 112
VI .2. DEFINITION DE COLONNE MONTANTE ..... 112
VI.3.LES TYPES DE DISTRIBUTION INTERIEURE ..... 112
VI .3.1. Distribution directe ..... 113
VI .3.2. Distribution en parapluie ..... 113
VI .3.3. Distribution par un réservoir surélevé ..... 114
VI .3.4. Distribution mixte ..... 115
VI .4. CHOIX DE TYPE DE DISTRIBUTION ..... 115
VI .5. CONSTITUTION D'UNE DISTRIBUTION INTERIEURE ..... 115
VI .6. METHODES DE CALCUL ..... 116
VI .6.1. Coefficient de simultanéité ks ..... 116
VI .6.2. Calcul de débit brut ..... 116
VI .6.3. Calcul le débit probable ..... 116
VI .6.4. Détermination de diamètre de conduite ..... 117
VI .6.5. La vitesse ..... 118
VI .6.6. La pression ..... 118
VI .7. CONCLUSION ..... 119

## CHAPITRES VII : MANAGEMENT DE PROJET

VII.1. INTRODUCTION ..... 120
VII.2.LES DIFFERENTS TYPES DE POSE DE CANALISATION ..... 120
VII.3.LES ENGINS DU TERRASSEMENT ..... 120

VII .4. LES DIFFERENTS TRAVAUX DE MISE EN PLACE DES CANALISATIONS ..... 120
VII.4.1. Nivellement ..... 120
VII.4.2. Excavation des tranchées ..... 120
VII.4.3. La section de tranchée ..... 122
VII.4.4. Le volume de déblai ..... 123
VII.4.5. Lit de pose ..... 123
VII.5. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF D'ADDUCTION ET RESEAU DE DISTRIBUTION ..... 125
VII.6. CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA BACHE A EAU ..... 126
VII.7. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE BACHE A EAU ..... 128
VII.8. CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA STATION DE SURPRESSEUR ..... 129
VII.9. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA STATION DE POMPAGE ..... 132
VII.10. PLANIFICATION DES TRAVAUX ..... 134
VII.10.1. DIFFERENTES TACHES DE REALISATION ..... 135
VII.11. CONCLUSION ..... 138
CONCLUSION GENERALE ..... 139
BIBLIOGRAPHIE ..... 140
ANNEXE ..... 141

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010 ..... 17
Tableau I.2: Précipitations moyennes mensuelles (1990-2018) ..... 18
Tableau I.3: Les coordonnées UTM des forages projetés de Khodem ..... 19
Tableau II-1 : besoins en eau domestiques ..... 23
Tableau II-2 : besoins en eau administratifs et publiques ..... 24
Tableau II-3 : besoins en eau sanitaires ..... 24
Tableau II-4 : besoins en eau socioculturels ..... 24
Tableau II-5 : besoins en eau scolaires ..... 25
Tableau II-6 : besoins totaux en eau ..... 25
Tableau II.7: Débits moyens journaliers ..... 27
Tableau II.8: Débits maximums journaliers ..... 27
Tableau II.9: Débits minimums journaliers ..... 27
Tableau II.10: Débit moyen horaire ..... 28
Tableau II.11: Variation du coefficient βmax ..... 29
Tableau II.12: Débit maximum horaire ..... 29
Tableau II.13: Variation du coefficient Bmin ..... 30
Tableau II.14: Débit minimum horaire ..... 30
Tableau II.15: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants ..... 31
Tableau II.16: détermination de la variation des débits horaires ..... 32
Tableau III.1:Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe ..... 39
Tableau III.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite) ..... 40
Tableau III.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite) ..... 41
Tableau III.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite) ..... 42

**Tableau III.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite) ..... 43**
**Tableau III.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite) ..... 44**
**Tableau III.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite) ..... 45**
**Tableau III.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite) ..... 46**
**Tableau III.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite) ..... 47**
**Tableau III.2 : Calcul de débits nodaux à l'heure de pointe+incendie..... 48**
**Tableau III.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse..... 49**
**Tableau III.4 : Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe)..... 51**
**Tableau III.4 : Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe) suite..... 52**
**Tableau III.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe)..... 53**
**Tableau III.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe) suite..... 54**
**Tableau III.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe) suite..... 55**
**Tableau III.5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe) suite..... 56**
**Tableau III.6 : Cotes et pression de chaque nœud cas de pointe + incendie (suite)..... 59**
**Tableau III.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas de pointe + incendie..... 60**
**Tableau III.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas de pointe + incendie (suite)..... 61**
**Tableau III.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas de pointe + incendie (suite)..... 62**
**Tableau III.7 : Calcul des paramètres hydrauliques cas de pointe + incendie (suite)..... 63**
**Tableau III.8: Cotes et pression de chaque nœud (cas d'heure creuse)..... 65**
**Tableau III.8: Cotes et pression de chaque nœud (cas d'heure creuse) suite..... 66**
**Tableau III.9: Cote piézométrique pour chaque cas..... 67**
**Tableau IV.1: Calcul de la capacité du stockage d'eau..... 77**
**Tableau V.1 : les données de débit en fonction de la position du robinet..... 88**
**Tableau V.2 : calcul des débits des robinets dans chaque bâtiment..... 89**
**Tableau V. 3 : Choix du nombre de pompes..... 90**
**Tableau V.4 : caractéristique de moteur..... 91**
**Tableau V.5 : Choix du nombre de pompes..... 93**
**Tableau V.6 : caractéristique de moteur..... 94**
**Tableau V.7 : frais d'investissement ..... 98**
**Tableau V.8 : frais d'exploitation..... 100**
**Tableau V.9: les courbes caractéristiques de la pompe et la conduite..... 103**
**Tableau V.10 : Récapitulatif de dimension des équipements en aval et en amont de la pompe. 106**
**Tableau VI.1 : calcul des débits..... 117**
**Tableau VI.2 : coefficients et exposants de la perte de charge..... 118**
**Tableau VI.3: calcul de diamètre, vitesse et pression..... 119**
**Tableau VII.1 : Volume déblai et volume décapé..... 123**
**Tableau VII.2 : Volume remblais et du sable..... 124**
**Tableau VII. 3 : Devis quantitatif et estimatif de réseau distribution..... 125**
**Tableau VII.4 : Devis quantitatif et estimatif de bâche eau..... 128**
**Tableau VII.5 : Devis quantitatif et estimatif de la station de surpresseur..... 133**
**Tableau VII.6 : récapitulatif du devis estimatif du projet..... 134**
**Tableau VII.7 : les taches de réalisation de réservoir..... 135**
**Tableau VII.8 : la tache de réalisation de la station de surpresseur..... 136**
**Tableau VII.9 : la tâche de réalisation de réseau de distribution..... 138**
**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite) ..... 140**

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite) ..... 141**
**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite) ..... 142**
**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite) ..... 143**
**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite) ..... 144**
**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite) ..... 145**
**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite) ..... 146**
**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe+incendie (suite) ..... 147**
**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite) ..... 148**
**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite) ..... 149**
**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite) ..... 150**
**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite) ..... 151**
**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite) ..... 152**
**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite) ..... 153**
**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite) ..... 154**
**Tableau IV.3 : Calcul de débits nodaux à l'heure creuse (suite) ..... 155**
**Tableau IV.4 : Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe) suite..... 156**
**Tableau IV.4 : Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe) suite..... 157**
**Tableau IV.6 : Cotes et pression de chaque nœud cas pointe + incendié (suite)..... 158**
**Tableau IV.6 : Cotes et pression de chaque nœud cas pointe + incendié (suite)..... 159**
**Tableau IV.8: Cotes et pression de chaque nœud (cas d'heure creuse) suite..... 160**
**Tableau IV.8: Cotes et pression de chaque nœud (cas d'heure creuse) suite..... 161**

# LISTE DES FIGURES :

**Figure I.1:Localisation de la commune de BOUINAN..... 17**
**Figure I.2: Image satellitaire non traitée de la région d'étude. ..... 18**
**Figure I.3: Variation des Précipitations moyennes mensuelles de la période..... 20**
**Figure I.2: Tracé de la conduite principale..... 22**
**Figure II.2: Graphique de consommation..... 35**
**Figure II.3: Courbe intégrale..... 35**
**Figure III.1: Réseau de distribution..... 40**
**Figure III.2: Simulation sur EPANET pour le cas de pointe..... 59**
**Figure III.3: Simulation sur EPANET pour le cas de pointe + incendie..... 66**
**Figure III.4: Cote piézométrique en fonction de distance..... 70**
**Figures IV.1: Arrivée par le fond..... 74**
**Figures IV.3: Arrivée par chaut libre..... 74**
**FiguresIV.5 : Conduite de trop-plein et de vidange..... 76**
**Figures IV.7: Equipement d'un réservoir d'eau potable au sol..... 77**
**Figure IV.8 : Diagramme de consommatiovn..... 80**
**Figure V.1: problème de pression..... 81**
**Figure V.2: ballon hydropneumatique ..... 81**
**Figure V.3: pas de consommation d'eau..... 83**
**Figure V.4 : augmentation de la consommation..... 84**
**Figure V.5 : diminution de la consommation ..... 84**
**Figure V.6 : Fermeture de robinet ..... 84**

**Figure V.7 : arret de la consommation…… 85**
**Figure V.8: Raccordement sur bâche…….. 86**
**Figure V.9 : Raccordement sur réseau…… 87**
**Figure V .10 : Schéma simplifié d'un système de pompe hydropneumatique…… 94**
**Figure V .11 : Schéma simplifié d'un système de pompe de surpression…….. 95**
**Figure V.12 : Un schéma simplifié d'un système de réservoir d'eau surélevé…….. 97**
**Figure V.13 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement ……..... 101**
**Figure V.14 : point de fonctionnement de la pompe. …… 103**
**Figure V.15 : Les équipements en aval et en amont de la pompe…… 105**
**Figures VI.1: distribution directe. …… 113**
**Figures VI.2 : distribution en parapluie. …… 113**
**Figure VI.3 : distribution par un réservoir surélevé. …… 114**
**Figures VI.4 : distribution mixe. …… 115**
**Figures VII.1: Schéma d'une tranchée avec une conduite circulation. …….. 122**
**Figures VII.2 : les éléments de réservoir. …… 126**
**Figures VII.3 : la station de surpresseur. …… 129**
**Figures VII.4 : Réseau a nœud de bâche a eau. …… 136**
**Figures VII.5: Réseau a nœud de la station de pompage. …… 137**
**Figures VII.6 : réseau a nœud de réseau de distribution . …… 138**

## LISTE DES PLANCHES :

**Planche N°1 :** Plan de masse.

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

**Planche N°3 :** Profil en long du conduit principal

**Planche N°4 :** Plan de la station de pompage

**Planche N°5 :** plan de détail des nœuds

# INTRODUCTION GENERALE

L'eau représente la ressource naturelle la plus précieuse et 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 qui, 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 réseau d'alimentation en eau potable du cité 3100 logements dans la nouvelle ville de BOUINAN (wilaya de Blida).

Cette étude analyse le réseau d'alimentation en eau potable en passant par une présentation de la zone d'étude, l'estimation des besoins en eau, le dimensionnement de la station de surpresseur, le réseau de distribution et les colonnes montantes des bâtiments, ainsi que la gestion de projet.

# CHAPITRE I :

# DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

## I.1.INTRODUCTION

Ce chapitre abordera une description globale de toutes les données concernant la zone d'étude sous différents aspects tels que la géographie, la géologie, la climatologie, l'hydraulique et l'hydrographie. L'objectif est de comprendre les caractéristiques de la zone qui pourraient avoir une incidence sur la réalisation du projet. En analysant ces informations, il sera possible d'identifier les éléments clés à prendre en compte pour le développement réussi du projet.

## I.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La nouvelle ville de BOUINAN est entourée par la commune de Boufarik au Nord, les piémonts de l'Atlas Blidéen au Sud, BOUGARA à l'Est et la commune de SOUMAA à l'Ouest. Elle est idéalement située au centre de la wilaya de Blida, à environ 16 km au nord-est de Blida, 34 km au sud d'Alger et 45 km au nord-est de Médéa. Son altitude est de 91 mètres par rapport au niveau de la mer. Cette position géographique stratégique en fait un emplacement accessible et bien connecté aux villes environnantes.

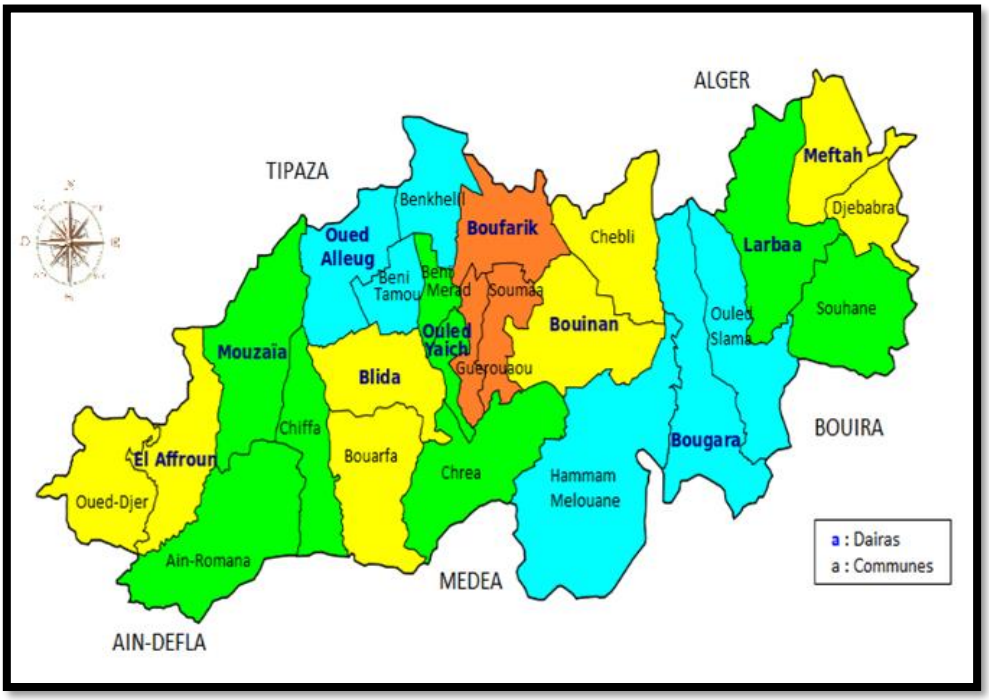
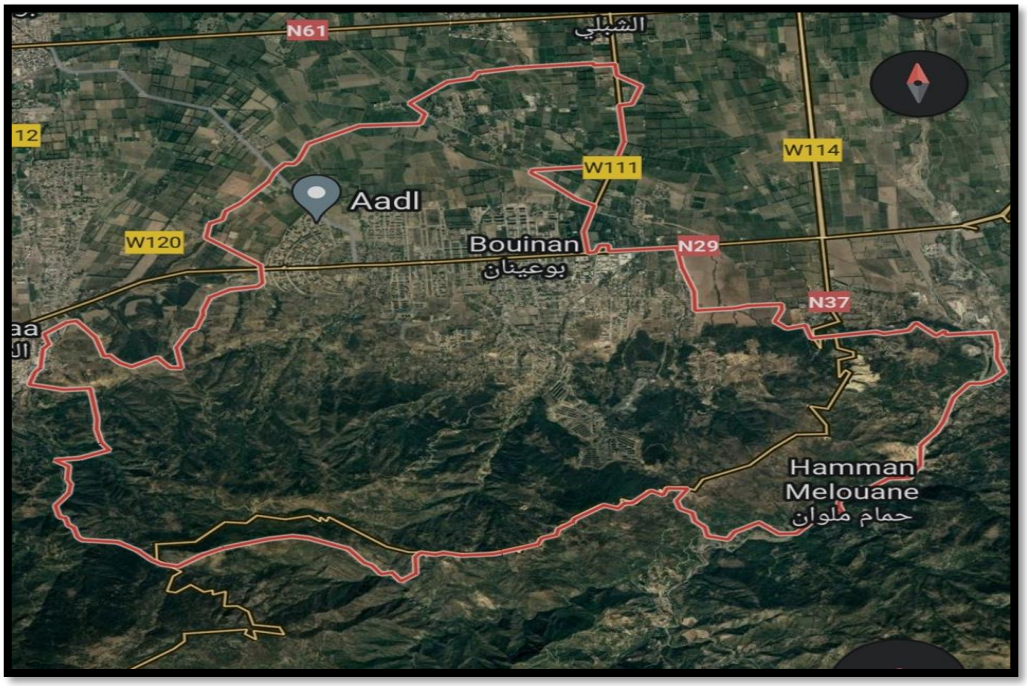



**Figure I.1:**Localisation de la commune de BOUINAN

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




Source: (Google EARTH 2023)

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

## I.3. SITUATION ACTUELLE :

La nouvelle ville de BOUINAN comprend différents sites de bâtiments, notamment ceux du programme ADDL et LPP. Le site sur lequel nous travaillons accueille 16 200 logements, dont le dernier site est celui qui nous intéresse, comprenant 3 100 logements répartis dans 100 bâtiments. Ces bâtiments se composent de 8 bâtiments R+15, 34 bâtiments R+9 et 58 bâtiments R+5. Le site est situé dans une zone de plaine, conformément à la localisation mentionnée précédemment. Cette configuration présente un agencement spécifique qui doit être pris en compte dans le cadre du projet.

## I.4. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La nouvelle ville de BOUINAN est située dans la région de l'Atlas Blidéen, avec une altitude variante entre 69.12 mNGA et 100.85 mNGA. Compte tenu de ces conditions topographiques, un réseau de distribution d'eau gravitaire est envisagé, exploitant la force de la gravité pour permettre l'écoulement de l'eau.

## I.5. SITUATION GEOLOGIQUE :

La nouvelle ville de BOUINAN dans sa majeure partie, fait partie de la Mitidja, alors que sa nature géologique est très riche par des terres fertiles constituée essentiellement par les alluvions (argile, limon, sable), ce sont les terres les plus fertiles de la Mitidja, représentants 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 Bouinane afin de désengorger les villes Alger et Blida et créer une nouvelle extension urbaine.

## I.6. SITUATION CLIMATOLOGIQUE :

### I.6.1. Climat :

La ville de BOUINAN présente un climat méditerranéen sub-humide à semi-aride. Les mois de janvier et février sont les plus froids de l'année, tandis que juillet et août sont les mois les plus chauds.

### I.6.2. Température :

Les observations les plus complètes ont été faites à la station de dar El Beida. 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 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $T_{Moy}$ °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 |
| $T_{Min}$ °C | 17,6 | 14,2 | 10 | 6,9 | 5,6 | 5,1 | 7,1 | 9,4 | 13 | 16,5 | 19 | 20,1 | 12.04 |
| $T_{Max}$ °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

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 à 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. Pluviométrie :

Les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 26 ans (1990-2018) 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 (1990-2018)

| | 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 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 d'été sont les plus secs, avec un minimum de précipitation au mois de juillet.

La figure suivante représente les variations des précipitations moyennes mensuelle :

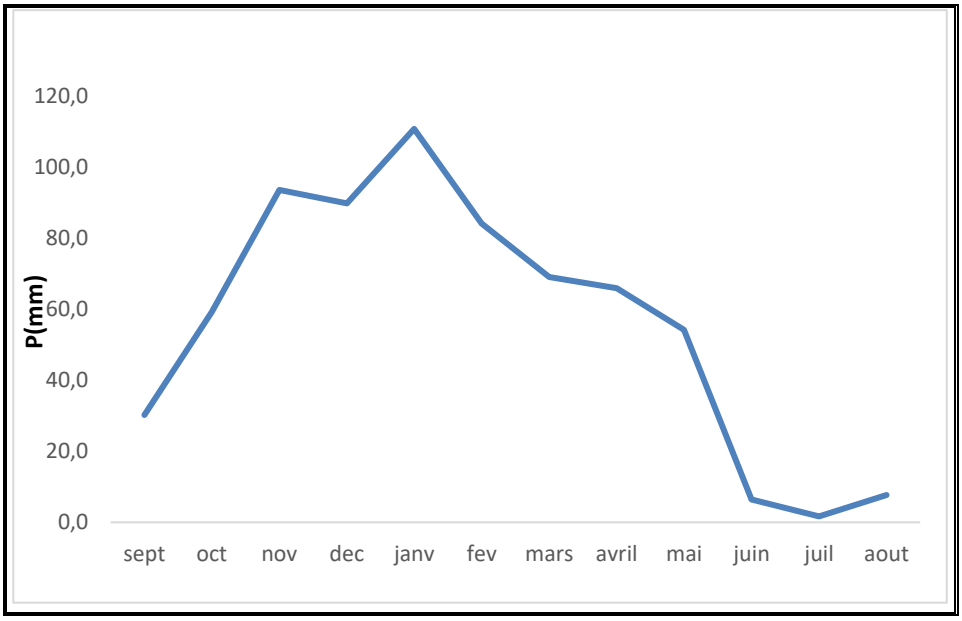



**Figure I.3:** Variation des Précipitations moyennes mensuelles de la période 1990-2018

## I.8. HYDROGRAPHIE :

La nouvelle ville est située dans une région où le réseau hydrographique est principalement constitué des oueds de Magtaa Lazreg. Pendant la saison sèche, ces oueds ont un débit très faible, mais lors de la saison des pluies, qui se déroule principalement de novembre à février, leurs débits augmentent considérablement, entraînant le transport de terres et de sable. Une partie significative de ces eaux de ruissellement s'infiltre dans le sol, en particulier dans les zones de plaine. Les observations menées sur le site du projet ont permis de déterminer que cette période des pluies est la plus importante en termes de quantité d'eau reçue.

## I.9. SITUATION HYDRAULIQUE :

### I.9.1. RESEAU DE DISTRIBUTION ET FORAGES

- Le réseau de distribution du chef-lieu de la commune de bouinan est alimenté actuellement par deux réservoirs de capacité 5000m3 chacun . Et l'emplacement de notre réservoir (X, Y) :(498000m E, 4041450m N) avec une altitude de 182m.

- L'alimentation des réservoirs cités ci-dessus est assurée actuellement depuis, par des forages situés à KHODEM, qui sont délimités par le chemin de fer au Nord, la route nationale RN61 au Sud, HAOUCHE OULED KHADEM à l'Est et HAOUCHE Souk Ait Ali à l'Ouest. L'eau prélevée des forages est acheminée jusqu'au nouveau réservoir de la ville de BOUINAN pour assurer son approvisionnement en eau. Ce système garantit la disponibilité de l'eau potable pour les résidents de BOUINAN.

Le tableau suivant représente les caractéristiques des forages alimentation BOUINAN :

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

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

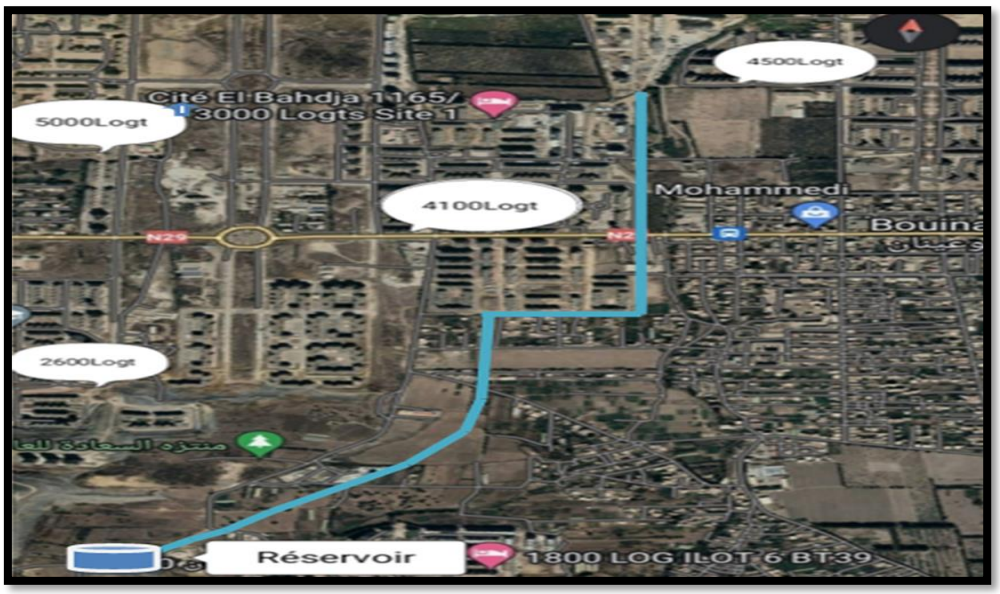
Source : DRE Blida (2018)

### I.9.2. ADDUCTION :

- Le processus de transfert d'eau potable depuis un réservoir de stockage vers la nouvelle ville de Bouinan est réalisé par une conduite d'adduction gravitaire d'une longueur de 1589 mètres et d'un diamètre de 500 mm. Le débit d'eau est de 415.53 litres par seconde, et cette eau est distribuée vers différents lots de la ville, tels que 2600 logements, 3100 longements,1000 logements, 5000 logements, et 4500 logements.

  Dans notre projet, la zone d'étude est alimentée par un piquage dans la conduite principale

Le figure suivant représenter le tracé du conduite principal (en bleu)




Source : (Google EARTH.2023)

**Figure I.4:** Tracé de la conduite principale

### I.11. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons fourni un aperçu de la nouvelle ville de BOUINAN, en abordant la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. Ces informations sont essentielles pour la mise en place de notre travail, qui consiste à concevoir un nouveau réseau visant à résoudre les problèmes rencontrés dans l'agglomération. Elles constituent les données de base nécessaires pour élaborer des solutions efficaces et durables répondant aux besoins de la population en termes d'approvisionnement en eau.

# CHAPITRE II :
# Estimation des besoins

## II.1. INTRODUCTION

L'évaluation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs, tels que l'évolution de la population. Cela conduit, dans ce chapitre, au calcul des besoins en eau pour une période d'étude jusqu'en 2053.

## II.2. ESTIMATION DE LA POPULATION POUR L'HORIZON D'ETUDE 2053 :

La nouvelle ville est urbanisée en 2023, le taux d'occupation pour l'horizon d'étude 2053 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 est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, c'est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

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

Pour notre projet, on définit la dotation nette par :

Source : (Programme MEDA DE L'Union Européenne l , 2010)

. Et on a estimés une dotation aux future brute de 150 l /j/hab.

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

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

$$Q\ moy.j\ = \frac{qi*Ni}{1000} \quad (m^3/j) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(II.1)}$$

Avec :

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

Ni **:** 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 2053 :

La détermination de nombre d'habitant comme montré

P = Nombre de logt x 7 = nombre habitants ;

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

**Tableau II-1 :** besoins en eau domestiques

| **Année** | **Nombre d'habitants** | **Dotation moyenne (L/j/hab)** | **Consommation moyenne Journalière ($m^3/j$)** |
|---|---|---|---|
| 2053 | 21700 | 150 | 3255 |

Source (APC de Bouinan.2022)

### II.6.2. Besoins en eau collectifs pour l'horizon 2053

#### II.6.2.1. Besoins en eau administratifs et publics

Le tableau suivant présente les besoins en eau administratif et publics de la cité 3100 logement :

**Tableau II-2** : besoins en eau administratifs et publiques

| Equipements | Nombre | Dotation (l/j/unité) | Unité | $Q_{moyjn}$ ($m^3$/j) |
|---|---|---|---|---|
| Maison de jeune | 1 | 15 | 150 personnes | 2,25 |
| Poste police | 1 | 20 | 12 agents | 0,24 |
| Station de lavage | 1 | 120 | 80 voitures | 9,6 |
| **TOTAL** | / | | | **12,09** |

Source (APC de Bouinan.2022)

### II.6.2.2. Besoins en eau sanitaires :

Le tableau suivent représente les Besoins en eau du secteur sanitaire publics de la cité 3100 logements :

**Tableau II-3 :** besoins en eau sanitaires

| Equipements | Nombre | Dotation (l/j/unité) | Unité | $Q_{moyj}$ ($m^3$/j) |
|---|---|---|---|---|
| Polyclinique | 1 | 20 | 110 patients | 2,2 |
| Sale de soin | 1 | 15 | 45 patients | 0,675 |
| **TOTAL** | / | | | **2,875** |

Source (APC de Bouinan.2022)

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

Le tableau au-dessous représente Besoins en eau du socioculturels de la cité 3100 logements :

**Tableau II-4 :** besoins en eau socioculturels

| Equipements | Nombre | Dotation (l/j/fidèle) | Unité | $Q_{moyj}$ ($m^3$/j) |
|---|---|---|---|---|
| Mosquée | 1 | 20 | 500 fidèle | 6.2 |
| **TOTAL** | / | | | **6,2** |

Source (APC de Bouinan.2022)

**Remarque :** On note que la dotation est 20l/s par ce que il y'a beaucoup de gaspillage dans les sanitaire.

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

Le tableau au-dessous représente Besoins en eau du scolaire de la cité 3100 logements :

**Tableau II-5 :** besoins en eau scolaires

| Equipements | Nombre | Dotation (l/j/unité) | Unité | $Q_{moyj}$ ($m^3/j$) |
|---|---|---|---|---|
| Ecole primaire | 2 | 20 | 789 élèves | 15,78 |
| CEM | 2 | 20 | 879 élèves | 17,58 |
| **TOTAL** | / | | | **33,36** |

## II.7. RECAPITULATION DES BESOINS EN EAU DE LA NOUVELLE VILLE POUR L'HORIZON 2053 :

Apres l'étude détaillée des besoins en eau de la cité 3100 logements, on peut calculer le débit moyen journalier qui alimentera la nouvelle ville.

Les besoins totaux en eau sont donnés par Le tableau II-6

**Tableau II-6 :** besoins totaux en eau

| Type de besoins | Consommation moyenne journalière ($m^3/j$) |
|---|---|
| Domestiques | 3255 |
| Administratifs et publics | 12.09 |
| Sanitaires | 2.875 |
| Socioculturels | 6.2 |
| Scolaires | 33.36 |
| **TOTAL** | **3309.525** |

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

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

Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie et de développement de l'agglomération.

- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population durant la journée, tel qu'au levée du jour la consommation est faible et commence à augmenter d'une heure à l'autre jusqu'à la pointe.

## 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 :

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

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

Avec :

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

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

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

$K_{maxj}$ : 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 estimée à 15%.

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

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

Le tableau II.7 représenté les débits moyens journaliers de la cité 3100 logements :

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

| Sites | $Q_{moyj}$ ($m^3$/j). | $Q_{fuitej}$ ($m^3$/j). | $Q'_{moyj}$ ($m^3$/j). |
|---|---|---|---|
| 3100Logt | 3309.525 | 496.428 | 3805.953 |

### II.10.2. Débits maximums journaliers :

Le tableau II.8 représenté les débits maximums journaliers de la cité 3100 logements :

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

| Sites | $Q'_{moyj}$ ($m^3$/j). | $K_{maxj}$ | $Q_{maxj}$ ($m^3$/j). |
|---|---|---|---|
| 3100Logt | 3805.953 | 1,2 | 4567.1436 |

### II.10.3. Débits minimums journaliers :

Les débits minimums journaliers sont résumés dans le Tableau suivant :

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

| Sites | $Q'_{moyj}$ ($m^3$/j). | $K_{minj}$ | $Q_{minj}$($m^3$/j). |
|---|---|---|---|
| 3100 Logt | 3805.953 | 0,8 | 3044.7624 |

## II.11. CALCULE LE DEBIT HORAIRE :

Pour les calculs des débits horaires on utilise deux méthodes.

### II.11.1. 1ére 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 :

$$Qmoyh = \frac{Q'maxj}{24} \quad (m3/h) \text{ ..... (II.6)}$$

Avec :

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

$Q_{maxj}$ : débit maximum journalier ($m^3$/j)

Le tableau suivant représenté le dédit moyen horaire :

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

| Sites | Débit maximum journalier ($m^3$/j) | Débit moyen horaire ($m^3$/h) | Débit moyen horaire (l/s) |
|---|---|---|---|
| 3100 Logt | 4567.1430 | 190.29 | 52.86 |

#### I.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 :

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

Avec :

$Q_{maxh}$ : débit maximum horaire ($m^3$/h)

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

$K_{maxh}$ : coefficient maximum horaire

Le coefficient maximum horaire est calculé par la formule suivante :

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

**$\alpha_{max}$:** 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 βmax

| 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)

Donc :

**$K_{maxh}$** = 1,3*1,19 = 1.547

**$Q_{maxh}$**=1.547* 190.2976 $m^3$/h = 294.3904 $m^3$/h, **$Q_{maxh}$**= 81.7751 l/s

Le tableau suivant donnée les débits maximum horaire :

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

| Sites | $\beta_{max}$ | $\alpha_{max}$ | $K_{maxh}$ | $Q_{moy,\ h}$ | $Q_{max,\ h}$ ($m^3$/h) | $Q_{max,\ h}$ (l/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3100Logt | 1.19 | 1,3 | 1.547 | 190.2976 | 294.3904 | 81.7751 |

### II.11.1.3. Débit minimum horaire :

Le calcule 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 :

$$Qminh = Kminh * Qmoyh \ (m^3/h) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(II.9)}$$

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

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

$K_{minh}$ : coefficient minimum horaire

Le coefficient minimum horaire est calculé par la formule suivante :

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

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

On prend $\boldsymbol{\alpha_{min}}$ **=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 $B_{min}$

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

Source : (Salah, 2014)

Donc :

$\boldsymbol{B_{min}}$ =0.51

$\boldsymbol{K_{minh}}$=0,51*0,5=0,255

$\boldsymbol{Q_{minh}}$= 0,255*190.2976 = 48.5258 $m^3/h$ , $Q_{minh}$= 13.4794 l/s;

Le tableau suivant représenté le débit de 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) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3100 Logt | 0,51 | 0,5 | 0,255 | 190,2976 | 48,5258 | 13,4794 |

### II.11.2. 2éme méthode :

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

### II.11.2.1. Evaluation 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 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | < 10000 | 10000 à 50000 | 50000 à 100000 | > 100000 | Aggl,de type Rural |
| 0-1 | 1 | 1,5 | 3 | 3,35 | 0,75 |
| 01-févr | 1 | 1,5 | 3,2 | 3,25 | 0,75 |
| 02-mars | 1 | 1,5 | 2,5 | 3,3 | 1 |
| 03-avr | 1 | 1,5 | 2,6 | 3,2 | 1 |
| 04-mai | 2 | 2,5 | 3,5 | 3,25 | 3 |
| 05-juin | 3 | 3,5 | 4,1 | 3,4 | 5,5 |
| 06-juil | 5 | 4,5 | 4,5 | 3,85 | 5,5 |
| 07-août | 6,5 | 5,5 | 4,9 | 4,45 | 5,5 |
| 08-sept | 6,5 | 6,25 | 4,9 | 5,2 | 3,5 |
| 09-oct | 5,5 | 6,25 | 5,6 | 5,05 | 3,5 |
| 10-nov | 4,5 | 6,25 | 4,8 | 4,85 | 6 |
| 11-déc | 5,5 | 6,25 | 4,7 | 4,6 | 8,5 |
| déc-13 | 7 | 5 | 4,4 | 4,6 | 8,5 |
| 13-14 | 7 | 5 | 4,1 | 4,55 | 6 |
| 14-15 | 5,5 | 5,5 | 4,2 | 4,75 | 5 |
| 15-16 | 4,5 | 6 | 4,4 | 4,7 | 5 |
| 16-17 | 5 | 6 | 4,3 | 4,65 | 3,5 |
| 17-18 | 6,5 | 5,5 | 4,1 | 4,35 | 3,5 |
| 18-19 | 6,5 | 5 | 4,4 | 6 | 6 |
| 19-20 | 5 | 4,5 | 4,5 | 4,3 | 6 |
| 20-21 | 4,5 | 4 | 4,5 | 4,3 | 6 |
| 21-22 | 3 | 3 | 4,8 | 4,2 | 3 |
| 22-23 | 2 | 2 | 4,6 | 3,75 | 2 |
| 23-24 | 1 | 1,5 | 3,3 | 3,7 | 1 |
| Total | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% |

Source : (Salah, 2014)

### II.11.2.2. Détermination les débits horaires :

Le tableau suivant représente le régime de consommation de la cité 3100 logements :

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

| Heurs | % Qmaxj | | Cumulé | |
|---|---|---|---|---|
| | (%) | ($m^3$/h) | (%) | ($m^3$/h) |
| 0-1 | 1,5 | 68,507 | 1,5 | 68,51 |
| 01_2 | 1,5 | 68,507 | 3 | 137,01 |
| 02_3 | 1,5 | 68,507 | 4,5 | 205,52 |
| 03_4 | 1,5 | 68,507 | 6 | 274,03 |
| 04_5 | 2,5 | 114,178 | 8,5 | 388,21 |
| 05_6 | 3,5 | 159,850 | 12 | 548,06 |
| 06_7 | 4,5 | 205,521 | 16,5 | 753,59 |
| 07_8 | 5,5 | 251,192 | 22 | 1004,77 |
| 08_9 | 6,25 | 285,446 | 28,25 | 1290,22 |
| 09_10 | 6,25 | 285,446 | 34,5 | 1575,66 |
| 10_11 | 6,25 | 285,446 | 40,75 | 1861,11 |
| 11_12 | 6,25 | 285,446 | 47 | 2146,56 |
| 12_13 | 5 | 228,357 | 52 | 2374,91 |
| 13-14 | 5 | 228,357 | 57 | 2603,27 |
| 14-15 | 5,5 | 251,192 | 62,5 | 2854,46 |
| 15-16 | 6 | 274,028 | 68,5 | 3128,49 |
| 16-17 | 6 | 274,028 | 74,5 | 3402,52 |
| 17-18 | 5,5 | 251,192 | 80 | 3653,71 |
| 18-19 | 5 | 228,357 | 85 | 3882,07 |
| 19-20 | 4,5 | 205,521 | 89,5 | 4087,59 |
| 20-21 | 4 | 182,685 | 93,5 | 4270,28 |
| 21-22 | 3 | 137,01429 | 96,5 | 4407,29 |
| 22-23 | 2 | 91,34286 | 98,5 | 4498,64 |
| 23-24 | 1,5 | 68,507145 | 100 | 4567,14 |
| TOTAL | 100% | 45,67143 | 100 | 4567,14 |

D'après les valeurs de tableau précédent les heures de pointe sont situées entre 8h et 12h et le débit correspondant est **: $Q_{maxh}$**=285.4464 $m^3$/h=79.2907 l/s

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

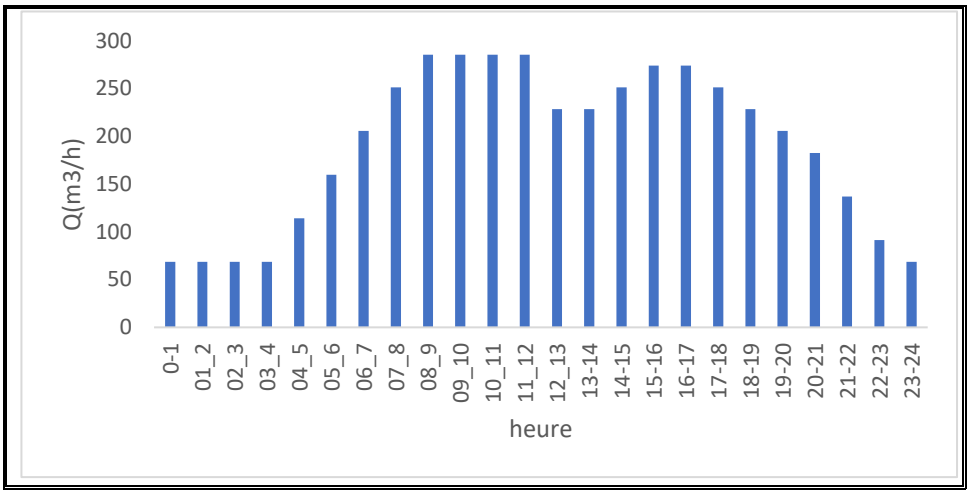



**Figure II.2:** Graphique de consommation

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

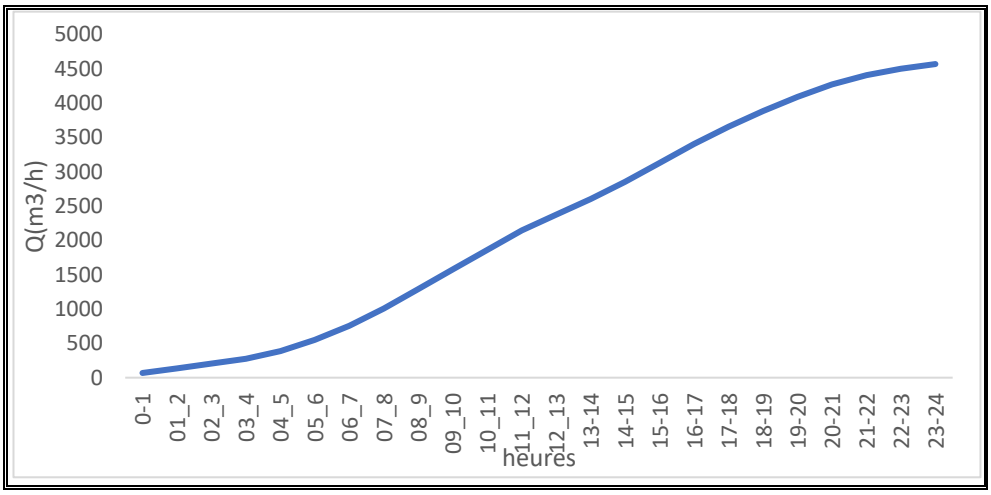



**Figure II.3:** Courbe intégrale

**Remarque :**

La différence entre les deux méthodes réside dans la manière dont elles calculent le débit maximum horaire et prennent en compte la variation de la consommation d'eau.

La première méthode, également connue sous le nom de méthode du coefficient de pointe, utilise un coefficient de pointe qui représente le rapport entre le débit maximum et le débit moyen. Elle multiplie simplement le débit de consommation moyen par ce coefficient pour obtenir le débit maximum horaire. Cette méthode fournit une estimation globale du débit maximum sans prendre en compte la répartition spécifique du débit sur une période donnée.

La deuxième méthode, en revanche, permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure de la journée. Elle prend en compte les variations de la consommation d'eau en fonction de l'heure et de la population de l'agglomération. Cette méthode nécessite une analyse plus détaillée des habitudes de consommation et des données démographiques pour estimer le débit maximum horaire de manière plus précise.

En résumé, la méthode du coefficient de pointe est plus simple et fournit une estimation globale du débit maximum horaire, tandis que la méthode de répartition des débits en chaque heure prend en compte les variations horaires et nécessite une analyse plus approfondie des données démographiques et de consommation pour une estimation plus précise.

## II.12. CONCLUSION :

Dans Ce chapitre nous avons déterminé les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaire et la courbe intégrale, afin de déterminer tous Les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

En tous cas nous disons qu'on peut satisfaire les besoins de l'agglomération à l'horizon considéré.

# CHAPITRE III :

# DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

## III.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, il s'agit de décrire le fonctionnement hydraulique de notre réseau de distribution en déterminant les différents paramètres hydrauliques du réseau. L'acheminement de l'eau vers les consommateurs doit se faire en qualité et en quantité, avec des débits bien répartis selon le besoin 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 maillés ou ramifiés, mais le plus utilisé est le réseau maillé.

## III.2. CLASSIFICATION DES RESEAUX DE DISTRIBUTION :

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

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

### III.2.1. Réseaux ramifiés :

Un réseau ramifié est un réseau arborescent constitué d'une conduite principale et de conduites secondaires (branches). Il n'assure aucune distribution de retour, si une panne se produit 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.

### III.2.2. Réseaux maillés :

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.

### III.2.3. Réseaux étagés :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne des fortes pressions aux points le plus bas de réseau. En effet la bonne solution pour ce problème c'est de créer diverses zones indépendantes les unes des autres, en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe soit des vannes de réduction de pression, s'il faut réduire la pression (l'eau provenant d'une zone plus élevée), soit des postes de surpression, s'il faut augmenter la pression (l'eau provenant d'une zone plus basse).

### III.2.4. Réseaux mixtes :

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

- Dans notre projet, on a choisi le réseau maillé .

## III.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.

## III.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 reparties 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).

## III.5. TYPE DE CANALISATION :

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

## III.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.

## III.7. DETERMINATION DES DEBITS :

Le système projeté dans la nouvelle ville de BOUINAN (la cité 3100 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, cas de pointe+incendie et d'heure creuse.

### III.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 :

$$qsp = \frac{Qr}{\sum L} \text{ (l/s/ml)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(III.1)}$$

∑L : somme des longueurs des tronçons du réseau (m), avec ∑L = 6094.659 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 :

$$Qr = Q_{max.h} - \sum Q_{cons} \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(III.2)}$$

Avec $Q_{max, h}$ = 81.775 l/s

$q_{sp}$=0.01342 l/s/ml

Pour le cas d'heure creuse :

$$Qr = Q_{min.h} - \sum Q_{conc} \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(III.3)}$$

Avec $Q_{min, h}$ = l3.4794 l/s;

$q_{sp}$ = 0,002212 l/s/ml;

### III.7.2. Débit en route :

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

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

Avec :

$Q_r$ : débit en route total.

$q_{sp}$ : débit spécifique

$l_i$: la longueur du tronçon

### III.7.3. Débits aux nœuds :

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

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

Avec :$Q_{n,\,i}$ : débit au nœud i

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

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

## III.8. CALCUL DES DEBITS :

- Cette image représente le réseau de distribution de type mailles, avec une longueur de maille comprise entre 400 mètres et 800 mètres, ainsi qu'une largeur de maille allant de 200 mètres à 400 mètres.

Le plan de réseau projeté est comme suit :

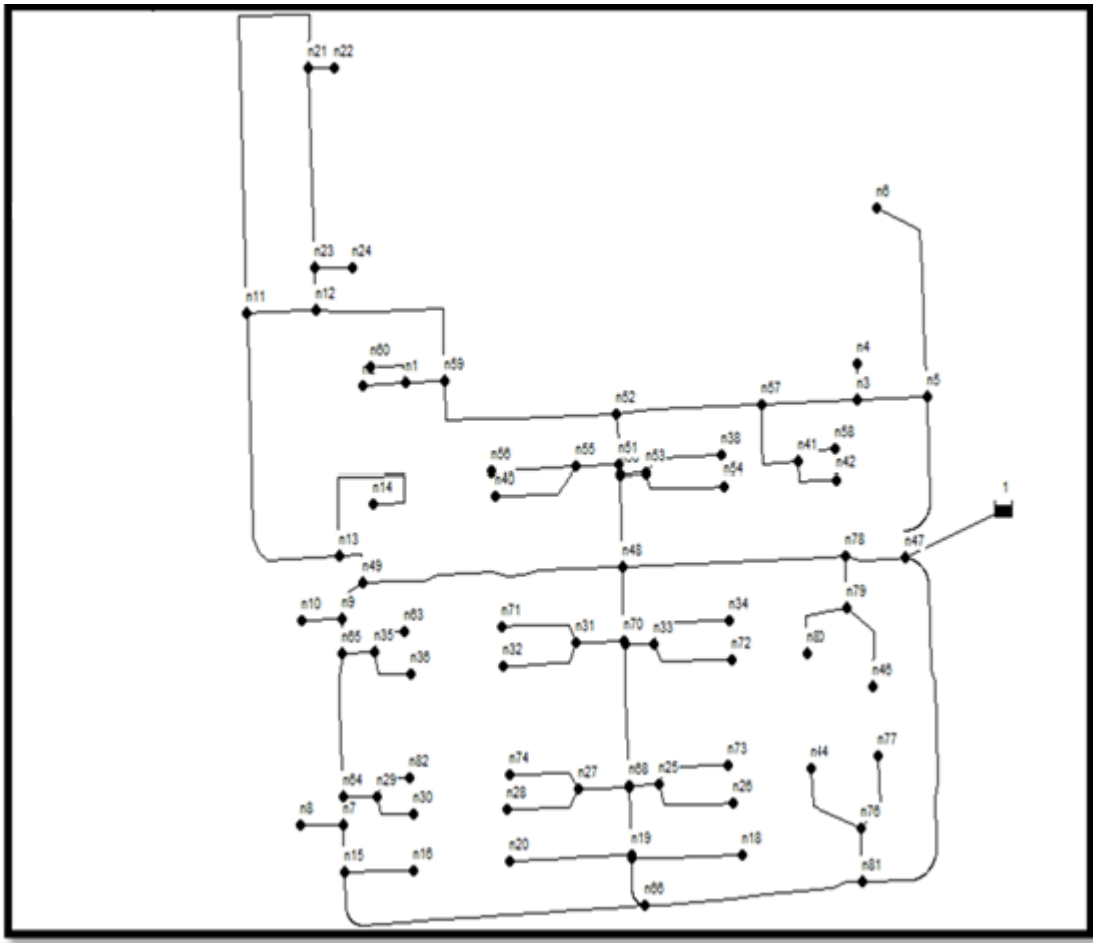



**Figure III.1:** Réseau de distribution

**Tableau III.3:**Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe

| Les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n1 | Tronçon p1 | 37,04 | 0,01342 | 0,49 | 0,74 |
| | Tronçon p42 | 39,93 | 0,01342 | 0,53 | |
| | Tronçon p41 | 33,76 | 0,01342 | 0,45 | |
| n2 | Tronçon p1 | 37,04 | 0,01342 | 0,49 | 0,24 |
| n3 | Tronçon p36 | 60,7 | 0,01342 | 0,81 | 1,14 |
| | Tronçon p35 | 84,61 | 0,01342 | 1,13 | |
| | Tronçon p2 | 25,6 | 0,01342 | 0,34 | |
| n4 | Tronçon p2 | 25,6 | 0,01342 | 0,34 | 0,17 |
| n5 | Tronçon p36 | 60,7 | 0,01342 | 0,81 | 2,33 |
| | Tronçon p3 | 160 | 0,01342 | 2,14 | |
| | Tronçon p24 | 127,6 | 0,01342 | 1,71 | |
| **n6** | Tronçon p3 | 160 | 0,01342 | 2,14 | 1,07 |
| n7 | Tronçon p64 | 19,75 | 0,01342 | 0,26 | 0,61 |
| | Tronçon p80 | 34,51 | 0,01342 | 0,46 | |
| | Tronçon p4 | 37,67 | 0,01342 | 0,50 | |
| n8 | Tronçon p4 | 37,67 | 0,01342 | 0,50 | 0,25 |
| n9 | Tronçon p45 | 36,46 | 0,01342 | 0,48 | 0,64 |
| | Tronçon p81 | 24,73 | 0,01342 | 0,33 | |
| | Tronçon p5 | 34,49 | 0,01342 | 0,46 | |

**Tableau III.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 p5 | 34,49 | 0,01342 | 0,46 | 0,23 |
| n11 | Tronçon p43 | 244 | 0,01342 | 3,27 | 4,29 |
| | Tronçon p79 | 334,75 | 0,01342 | 4,49 | |
| | Tronçon p26 | 61,4 | 0,01342 | 0,82 | |
| n12 | Tronçon p26 | 61,4 | 0,01342 | 0,82 | 1,69 |
| | Tronçon p77 | 29,75 | 0,01342 | 0,39 | |
| | Tronçon p40 | 161,8 | 0,01342 | 2,17 | |
| n13 | Tronçon p43 | 244 | 0,01342 | 3,27 | 2,97 |
| | Tronçon p44 | 39,53 | 0,01342 | 0,53 | |
| | Tronçon p7 | 159,5 | 0,01342 | 2,14 | |
| n14 | Tronçon p7 | 159,5 | 0,01342 | 2,14 | 1,07 |
| n15 | Tronçon p64 | 19,75 | 0,01342 | 0,26 | 0,76 |
| | Tronçon p80 | 34,51 | 0,01342 | 0,46 | |
| | Tronçon p8 | 59,12 | 0,01342 | 0,79 | |
| n16 | Tronçon p8 | 59,12 | 0,01342 | 0,79 | 0,39 |
| n17 | Tronçon p49 | 39,34 | 0,01342 | 0,52 | 0,92 |
| | Tronçon p9 | 96,38 | 0,01342 | 1,29 | |
| | Tronçon p50 | 2,743 | 0,01342 | 0,03 | |

**Tableau III.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 p9 | 96,38 | 0,01342 | 1,29 | 0,64 |
| n19 | Tronçon p50 | 2,743 | 0,01342 | 0,03 | 1,05 |
| | Tronçon p10 | 105,6 | 0,01342 | 1,41 | |
| | Tronçon p51 | 48,45 | 0,01342 | 0,65 | |
| n20 | Tronçon p10 | 105,6 | 0,01342 | 1,41 | 0,70 |
| n21 | Tronçon p79 | 334,76 | 0,01342 | 4,49 | 3,35 |
| | Tronçon p78 | 142,95 | 0,01342 | 1,91 | |
| | Tronçon p11 | 21,93 | 0,01342 | 0,29 | |
| n22 | Tronçon p11 | 21,93 | 0,01342 | 0,29 | 0,14 |
| n23 | Tronçon p78 | 142,95 | 0,01342 | 1,91 | 1,377 |
| | Tronçon p77 | 29,75 | 0,01342 | 0,39 | |
| | Tronçon p12 | 32,58 | 0,01342 | 0,43 | |
| n24 | Tronçon p12 | 32,58 | 0,01342 | 0,43 | 0,21 |
| n25 | Tronçon p60 | 26,53 | 0,01342 | 0,35 | 1,12 |
| | Tronçon p61 | 66,1 | 0,01342 | 0,88 | |
| | Tronçon p13 | 75,15 | 0,01342 | 1 | |
| n26 | Tronçon p13 | 75,15 | 0,01342 | 1 | 0,50 |
| n27 | Tronçon p62 | 44,27 | 0,01342 | 0,59 | 1,20 |
| | Tronçon p63 | 65,29 | 0,01342 | 0,87 | |
| | Tronçon p14 | 69,87 | 0,01342 | 0,93 | |

**Tableau III.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 |
| n28 | Tronçon p14 | 69,87 | 0,01342 | 0,93 | 0,46 |
| n29 | Tronçon p74 | 30,02 | 0,01342 | 0,40 | 0,72 |
| | Tronçon p15 | 41,14 | 0,01342 | 0,55 | |
| | Tronçon p75 | 36,23 | 0,01342 | 0,48 | |
| n30 | Tronçon p15 | 41,14 | 0,01342 | 0,55 | 0,27 |
| n31 | Tronçon p57 | 42,02 | 0,01342 | 0,56 | 1,27 |
| | Tronçon p56 | 73,05 | 0,01342 | 0,98 | |
| | Tronçon p16 | 74,2 | 0,01342 | 0,99 | |
| n32 | Tronçon p16 | 74,2 | 0,01342 | 0,99 | 0,49 |
| n33 | Tronçon p58 | 25,76 | 0,01342 | 0,34 | 1,17 |
| | Tronçon p59 | 74,47 | 0,01342 | 0,99 | |
| | Tronçon p17 | 75,43 | 0,01342 | 1,01 | |
| n34 | Tronçon p17 | 75,43 | 0,01342 | 1,01 | 0,50 |
| n35 | Tronçon p46 | 27,27 | 0,01342 | 0,36 | 0,72 |
| | Tronçon p47 | 36,26 | 0,01342 | 0,48 | |
| | Tronçon p18 | 44,22 | 0,01342 | 0,59 | |
| n36 | Tronçon p18 | 44,22 | 0,01342 | 0,59 | 0,29 |
| n38 | Tronçon p76 | 71,34 | 0,01342 | 0,95 | 0,47 |

**Tableau III.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 |
| n40 | Tronçon p20 | 83,37 | 0,01342 | 1,11 | 0,55 |
| n41 | Tronçon p37 | 73,56 | 0,01342 | 0,98 | 1,09 |
| | Tronçon p38 | 42,42 | 0,01342 | 0,56 | |
| | Tronçon p21 | 46,68 | 0,01342 | 0,62 | |
| n42 | Tronçon p21 | 46,68 | 0,01342 | 0,62 | 0,31 |
| n44 | Tronçon p22 | 72,79 | 0,01342 | 0,97 | 0,48 |
| n46 | Tronçon p23 | 70,73 | 0,01342 | 0,94 | 0,47 |
| n47 | Tronçon p68 | 52,07 | 0,01342 | 0,69 | |
| | Tronçon p73 | 297,7 | 0,01342 | 3,99 | |
| | Tronçon 1 | 36 | 0.01342 | 0.48 | 3.4447127 |
| | Tronçon p24 | 127,6 | 0,01342 | 1,71 | |
| n48 | Tronçon p25 | 227,3 | 0,01342 | 3,05 | |
| | Tronçon p55 | 53,41 | 0,01342 | 0,71 | |
| | Tronçon p69 | 195,2 | 0,01342 | 2,61 | 3,63 |
| | Tronçon p29 | 65,37 | 0,01342 | 0,87 | |
| n49 | Tronçon p25 | 65,37 | 0,01342 | 0,87 | |
| | Tronçon p45 | 61,19 | 0,01342 | 0,82 | 1,11 |
| | Tronçon p44 | 39,53 | 0,01342 | 0,53 | |

**Tableau III.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 p29 | 65,37 | 0,01342 | 0,87 | 0,64 |
| | Tronçon p27 | 6,884 | 0,01342 | 0,09 | |
| | Tronçon p30 | 23,43 | 0,01342 | 0,31 | |
| n51 | Tronçon p32 | 37,33 | 0,01342 | 0,50 | 0,53 |
| | Tronçon p27 | 6,884 | 0,01342 | 0,09 | |
| | Tronçon p28 | 35,68 | 0,01342 | 0,47 | |
| n52 | Tronçon p39 | 176,1 | 0,01342 | 2,36 | 2,26 |
| | Tronçon p28 | 35,68 | 0,01342 | 0,47 | |
| | Tronçon p34 | 126,1 | 0,01342 | 1,69 | |
| n53 | Tronçon p30 | 23,43 | 0,01342 | 0,31 | 1,13 |
| | Tronçon p76 | 71,34 | 0,01342 | 0,95 | |
| | Tronçon p31 | 74,65 | 0,01342 | 1,00 | |
| n54 | Tronçon p31 | 74,65 | 0,01342 | 1,00 | 0,50 |
| n55 | Tronçon p32 | 37,33 | 0,01342 | 0,50 | 1,30 |
| | Tronçon p33 | 73,71 | 0,01342 | 0,98 | |
| | Tronçon p20 | 83,37 | 0,01342 | 1,11 | |
| n56 | Tronçon p33 | 73,71 | 0,01342 | 0,98 | 0,49 |
| n57 | Tronçon p34 | 126,1 | 0,01342 | 1,69 | 1,90 |
| | Tronçon p35 | 84,61 | 0,01342 | 1,13 | |
| | Tronçon p37 | 73,56 | 0,01342 | 0,98 | |

**Tableau III.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 |
| n58 | Tronçon p38 | 42,42 | 0,01342 | 0,56 | 0,284 |
| n59 | Tronçon p40 | 161,8 | 0,01342 | 2,17 | 2,49 |
| | Tronçon p41 | 33,76 | 0,01342 | 0,45 | |
| | Tronçon p39 | 176,1 | 0,01342 | 2,36 | |
| n60 | Tronçon p42 | 39,93 | 0,01342 | 0,53 | 0,26 |
| n63 | Tronçon p47 | 36,26 | 0,01342 | 0,48 | 0,24 |
| n64 | Tronçon p48 | 103,3 | 0,01342 | 1,38 | 1,02 |
| | Tronçon p74 | 30,02 | 0,01342 | 0,40 | |
| | Tronçon p64 | 19,75 | 0,01342 | 0,26 | |
| n65 | Tronçon p81 | 24,73 | 0,01342 | 0,33 | 1,04 |
| | Tronçon p48 | 103,3 | 0,01342 | 1,38 | |
| | Tronçon p46 | 27,27 | 0,01342 | 0,36 | |
| n66 | Tronçon p65 | 290,7 | 0,01342 | 3,90 | 3,50 |
| | Tronçon p72 | 192 | 0,01342 | 2,57 | |
| | Tronçon p49 | 39,34 | 0,01342 | 0,52 | |
| n67 | Tronçon p62 | 44,27 | 0,01342 | 0,59 | 0,63 |
| | Tronçon p52 | 1,359 | 0,01342 | 0,01 | |
| | Tronçon p51 | 48,45 | 0,01342 | 0,65 | |
| n68 | Tronçon p52 | 1,359 | 0,01342 | 0,01 | 0,86 |
| | Tronçon p53 | 101,2 | 0,01342 | 1,35 | |
| | Tronçon p60 | 26,53 | 0,01342 | 0,35 | |

**Tableau III.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 |
| n69 | Tronçon p53 | 101,2 | 0,01342 | 1,35 | 0,86 |
| | Tronçon p58 | 25,76 | 0,01342 | 0,34 | |
| | Tronçon p54 | 2,153 | 0,01342 | 0,02 | |
| n70 | Tronçon p54 | 2,153 | 0,01342 | 0,02 | 0,65 |
| | Tronçon p57 | 42,02 | 0,01342 | 0,56 | |
| | Tronçon p55 | 53,41 | 0,01342 | 0,71 | |
| n71 | Tronçon p56 | 73,05 | 0,01342 | 0,98 | 0,49 |
| n72 | Tronçon p59 | 74,47 | 0,01342 | 0,99 | 0,49 |
| n73 | Tronçon p61 | 66,1 | 0,01342 | 0,88 | 0,44 |
| n74 | Tronçon p63 | 65,29 | 0,01342 | 0,87 | 0,43 |
| n76 | Tronçon p22 | 72,79 | 0,01342 | 0,97 | 1,13 |
| | Tronçon p67 | 59,07 | 0,01342 | 0,79 | |
| | Tronçon p66 | 37,74 | 0,01342 | 0,50 | |
| n77 | Tronçon p67 | 59,07 | 0,01342 | 0,79 | 0,39 |
| n78 | Tronçon p69 | 195,2 | 0,01342 | 2,61 | 1,90 |
| | Tronçon p68 | 52,07 | 0,01342 | 0,69 | |
| | Tronçon p70 | 37 | 0,01342 | 0,49 | |

**Tableau III.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 |
| n79 | Tronçon p71 | 64,33 | 0,01342 | 0,86 | 1,15 |
| | Tronçon p23 | 70,73 | 0,01342 | 0,94 | |
| | Tronçon p70 | 37 | 0,01342 | 0,49 | |
| n80 | Tronçon p71 | 64,33 | 0,01342 | 0,86 | 0,43 |
| n81 | Tronçon p72 | 192 | 0,01342 | 2,57 | 3,53 |
| | Tronçon p73 | 297,7 | 0,01342 | 3,99 | |
| | Tronçon p66 | 37,74 | 0,01342 | 0,50 | |
| n82 | Tronçon p75 | 36,23 | 0,01342 | 0,48 | 0,24 |

### III.8.2. Cas de pointe + incendie :

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

Pour cela on prend une réserve d'incendie dans le réservoir de 120m$^3$ soit 17l/s pendant 2 heure, qui doit être soutiré au nœud n46 et le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe + débit d'incendie

$Q_{maxh+\ inc}$=81.775 +17=98.775 l/s

Débit nodal au point défavorable sera : $Q_{n46}$ = 0.4759+ 17 = 17.47594 l/s

Les débits aux nœuds sont résumés dans le tableau :

**Tableau III.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 | 37,04 | 0,01342 | 0,49 | 0,74 |
| | Tronçon p42 | 39,93 | 0,01342 | 0,53 | |
| | Tronçon p41 | 33,76 | 0,01342 | 0,45 | |
| n2 | Tronçon p1 | 37,04 | 0,01342 | 0,49 | 0,24 |
| n3 | Tronçon p36 | 60,7 | 0,01342 | 0,81 | 1,14 |
| | Tronçon p35 | 84,61 | 0,01342 | 1,13 | |
| | Tronçon p2 | 25,6 | 0,01342 | 0,34 | |
| n4 | Tronçon p2 | 25,6 | 0,01342 | 0,34 | 0,17 |
| n5 | Tronçon p36 | 60,7 | 0,01342 | 0,81 | 2,33 |
| | Tronçon p3 | 160 | 0,01342 | 2,14 | |
| | Tronçon p24 | 127,6 | 0,01342 | 1,71 | |
| **n6** | Tronçon p3 | 160 | 0,01342 | 2,14 | 1,07 |
| n7 | Tronçon p64 | 19,75 | 0,01342 | 0,26 | 0,61 |
| | Tronçon p80 | 34,51 | 0,01342 | 0,46 | |
| | Tronçon p4 | 37,67 | 0,01342 | 0,50 | |
| n8 | Tronçon p4 | 37,67 | 0,01342 | 0,50 | 0,25 |
| n9 | Tronçon p45 | 36,46 | 0,01342 | 0,48 | 0,64 |
| | Tronçon p81 | 24,73 | 0,01342 | 0,33 | |
| | Tronçon p5 | 34,49 | 0,01342 | 0,46 | |

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

### IV.8.3. Cas de l'heure creuse :

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

**Tableau III.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 | 37,04 | 0,002212 | 0,08 | 0,12 |
| | Tronçon p42 | 39,93 | 0,002212 | 0,08 | |
| | Tronçon p41 | 33,76 | 0,002212 | 0,07 | |
| n2 | Tronçon p1 | 37,04 | 0,002212 | 0,08 | 0,04 |
| n3 | Tronçon p36 | 60,7 | 0,002212 | 0,13 | 0,18 |
| | Tronçon p35 | 84,61 | 0,002212 | 0,18 | |
| | Tronçon p2 | 25,6 | 0,002212 | 0,05 | |
| n4 | Tronçon p2 | 25,6 | 0,002212 | 0,05 | 0,02 |
| n5 | Tronçon p36 | 60,7 | 0,002212 | 0,13 | 0,38 |
| | Tronçon p3 | 160 | 0,002212 | 0,35 | |
| | Tronçon p24 | 127,6 | 0,002212 | 0,28 | |
| n6 | Tronçon p3 | 160 | 0,002212 | 0,35 | 0,17 |
| n7 | Tronçon p64 | 19,75 | 0,002212 | 0,04 | 0,10 |
| | Tronçon p80 | 34,51 | 0,002212 | 0,07 | |
| | Tronçon p4 | 37,67 | 0,002212 | 0,08 | |
| n8 | Tronçon p4 | 37,67 | 0,002212 | 0,08 | 0,04 |
| n9 | Tronçon p45 | 36,46 | 0,002212 | 0,08 | 0,10 |
| | Tronçon p81 | 24,73 | 0,002212 | 0,05 | |
| | Tronçon p5 | 34,49 | 0,002212 | 0,07 | |

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

## III.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 parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation.

### III.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 ;

### III.9.2. Résultat de la simulation du réseau :

Après avoir saisi les données nécessaires à la simulation, on lance la simulation du réseau et à la suite de 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 :

#### III.9.2.1. Cas de pointe :

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

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

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Nœud ID | m | LPS | Mce |
| Noeud n1 | 81.37 | 0.74 | 51.17 |
| Noeud n2 | 82.54 | 0.25 | 49.95 |
| Noeud n3 | 84.18 | 1.15 | 53.88 |
| Noeud n4 | 84.56 | 0.17 | 53.44 |
| Noeud n5 | 86.28 | 2.34 | 52.66 |
| Noeud n6 | 83.83 | 1.07 | 46.07 |
| Noeud n7 | 90.23 | 0.62 | 43.68 |
| Noeud n8 | 91.61 | 0.25 | 42.13 |
| Noeud n9 | 89.07 | 0.64 | 44.46 |
| Noeud n10 | 89.99 | 0.23 | 43.42 |
| Noeud n11 | 84.51 | 4.30 | 47.01 |
| Noeud n12 | 84.02 | 1.70 | 47.55 |
| Noeud n13 | 85.91 | 2.97 | 46.93 |
| Noeud n14 | 82.74 | 1.07 | 47.03 |
| Noeud n15 | 89.82 | 0.76 | 44.32 |
| Noeud n16 | 88.97 | 0.40 | 44.98 |
| Noeud n17 | 94.97 | 0.93 | 40.43 |
| Noeud n18 | 91.07 | 0.65 | 43.57 |
| Noeud n19 | 95.00 | 1.05 | 40.40 |
| Noeud n20 | 93.19 | 0.71 | 41.22 |

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

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Noeud ID | m | LPS | mce |
| Noeud n21 | 85.74 | 3.35 | 45.52 |
| Noeud n22 | 85.69 | 0.15 | 45.53 |
| Noeud n23 | 84.98 | 1.38 | 46.47 |
| Noeud n24 | 84.77 | 0.22 | 46.57 |
| Noeud n25 | 92.71 | 1.13 | 41.98 |
| Noeud n26 | 91.59 | 0.50 | 42.71 |
| Noeud n27 | 91.12 | 1.20 | 43.17 |
| Noeud n28 | 92.29 | 0.47 | 41.70 |
| Noeud n29 | 90.63 | 0.72 | 42.42 |
| Noeud n30 | 89.18 | 0.28 | 43.80 |
| Noeud n31 | 85.87 | 1.27 | 48.47 |
| Noeud n32 | 87.99 | 0.50 | 45.98 |
| Noeud n33 | 86.31 | 1.18 | 48.45 |
| Noeud n34 | 80.51 | 0.51 | 53.86 |
| Noeud n35 | 87.70 | 0.72 | 45.15 |
| Noeud n36 | 85.81 | 0.30 | 46.95 |
| Noeud n38 | 84.55 | 0.48 | 50.38 |
| Noeud n40 | 88.81 | 0.56 | 45.48 |
| Noeud n41 | 78.02 | 1.09 | 55.76 |

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

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

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

| | Longueur | Diamètre | Débit | Vitesse | Perte de charge | Matériau |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tronçon | m | mm | LPS | m/s | m | |
| Tronçon p1 | 37,04 | 40,8 | 0,25 | 0,29 | 0,055 | PEHD |
| Tronçon p2 | 25,6 | 32,6 | 0,17 | 0,21 | 0,059 | PEHD |
| Tronçon p3 | 160 | 32,6 | 1,07 | 1,29 | 9,030 | PEHD |
| Tronçon p4 | 37,67 | 32,6 | 0,25 | 0,3 | 0,169 | PEHD |
| Tronçon p5 | 34,49 | 32,6 | 0,23 | 0,28 | 0,133 | PEHD |
| Tronçon p7 | 159,5 | 40,8 | 1,07 | 0,82 | 3,067 | PEHD |
| Tronçon p8 | 59,12 | 40,8 | 0,4 | 0,3 | 0,200 | PEHD |
| Tronçon p9 | 96,38 | 40,8 | 0,65 | 0,49 | 0,764 | PEHD |
| Tronçon p10 | 105,6 | 40,8 | 0,71 | 0,54 | 0,983 | PEHD |
| Tronçon p11 | 21,93 | 32,6 | 0,15 | 0,18 | 0,039 | PEHD |
| Tronçon p12 | 32,58 | 32,6 | 0,22 | 0,26 | 0,114 | PEHD |
| Tronçon p13 | 75,15 | 40,8 | 0,5 | 0,39 | 0,386 | PEHD |
| Tronçon p14 | 69,87 | 40,8 | 0,47 | 0,36 | 0,315 | PEHD |
| Tronçon p15 | 41,14 | 40,8 | 0,28 | 0,21 | 0,074 | PEHD |
| Tronçon p16 | 74,2 | 40,8 | 0,5 | 0,38 | 0,372 | PEHD |
| Tronçon p17 | 75,43 | 40,8 | 0,51 | 0,39 | 0,389 | PEHD |
| Tronçon p18 | 44,24 | 40,8 | 0,3 | 0,23 | 0,090 | PEHD |
| Tronçon p21 | 46,68 | 40,8 | 0,31 | 0,24 | 0,105 | PEHD |
| Tronçon p24 | 127,6 | 163,6 | -24,19 | 1,15 | 0,833 | PEHD |

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

| | Longueur | Diamètre | Débit | Vitesse | Perte de charge | Matériau |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tronçon | m | mm | LPS | m/s | m | |
| Tronçon p25 | 227,3 | 102,2 | 8,83 | 1,08 | 2,318 | PEHD |
| Tronçon p26 | 61,4 | 90 | 1,37 | 0,22 | 0,042 | PEHD |
| Tronçon p27 | 6,884 | 102,2 | -0,26 | 0.1 | 0,001 | PEHD |
| Tronçon p28 | 35,68 | 102,2 | -3,16 | 0,38 | 0,058 | PEHD |
| Tronçon p29 | 65,37 | 102,2 | 2,5 | 0,3 | 0,071 | PEHD |
| Tronçon p30 | 23,43 | 51,4 | 2,12 | 1,02 | 0,500 | PEHD |
| Tronçon p31 | 74,65 | 40,8 | 0,5 | 0,38 | 0,379 | PEHD |
| Tronçon p32 | 37,33 | 51,4 | 2,36 | 1,14 | 0,967 | PEHD |
| Tronçon p33 | 73,71 | 40,8 | 0,49 | 0,38 | 0,366 | PEHD |
| Tronçon p34 | 126,1 | 130,8 | -15,86 | 1,18 | 1,127 | PEHD |
| Tronçon p35 | 84,61 | 130,8 | -19,46 | 1,45 | 1,094 | PEHD |
| Tronçon p36 | 60,7 | 130,8 | -20,78 | 1,55 | 0,882 | PEHD |
| Tronçon p37 | 73,56 | 40,8 | 1,69 | 1,29 | 3,177 | PEHD |
| Tronçon p38 | 42,42 | 40,8 | 0,28 | 0,22 | 0,081 | PEHD |
| Tronçon p39 | 176,1 | 102,2 | 10,44 | 1,27 | 2,424 | PEHD |
| Tronçon p40 | 161,8 | 90 | 6,68 | 1,05 | 1,842 | PEHD |
| Tronçon p41 | 33,76 | 40,8 | 1,26 | 0,96 | 0,864 | PEHD |
| Tronçon p42 | 39,93 | 40,8 | 0,27 | 0,2 | 0,068 | PEHD |
| Tronçon p44 | 39,53 | 90 | -8,45 | 1,33 | 0,685 | PEHD |
| Tronçon p47 | 36,26 | 40,8 | 0,24 | 0,19 | 0,052 | PEHD |
| Tronçon p48 | 103,3 | 102,2 | 3,91 | 0,48 | 0,245 | PEHD |

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

| | Longueur | Diamètre | Débit | Vitesse | Perte de charge | Matériau |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tronçon | m | mm | LPS | m/s | m/km | |
| Tronçon p49 | 39,34 | 102,2 | 6,62 | 0,81 | 0,239 | PEHD |
| Tronçon p50 | 2,743 | 102,2 | 5,04 | 0,61 | 0,010 | PEHD |
| Tronçon p51 | 48,45 | 90 | 3,28 | 0,52 | 0,155 | PEHD |
| Tronçon p53 | 102.559 | 102,2 | -2,4 | 0,29 | 0,102 | PEHD |
| Tronçon p54 | 2,153 | 102,2 | -5,45 | 0,66 | 0,009 | PEHD |
| Tronçon p55 | 53,41 | 102,2 | -8,37 | 1,02 | 0,494 | PEHD |
| Tronçon p56 | 73,05 | 40,8 | 0,49 | 0,37 | 0,357 | PEHD |
| Tronçon p57 | 42,02 | 51,4 | 2,26 | 1,09 | 1,007 | PEHD |
| Tronçon p58 | 25,76 | 51,4 | 2,18 | 1,05 | 0,582 | PEHD |
| Tronçon p59 | 74,47 | 40,8 | 0,5 | 0,38 | 0,376 | PEHD |
| Tronçon p60 | 26,53 | 51,4 | 2,07 | 1 | 0,546 | PEHD |
| Tronçon p61 | 66,1 | 40,8 | 0,44 | 0,34 | 0,271 | PEHD |
| Tronçon p62 | 44,27 | 51,4 | 2,11 | 1,02 | 0,941 | PEHD |
| Tronçon p63 | 65,29 | 40,8 | 0,44 | 0,34 | 0,262 | PEHD |
| Tronçon p65 | 290,7 | 114,6 | -8,2 | 0,8 | 1,500 | PEHD |
| Tronçon p68 | 52,07 | 163,6 | 27,29 | 1,3 | 0,422 | PEHD |
| Tronçon p69 | 195,2 | 130,8 | 23,33 | 1,74 | 3,503 | PEHD |
| Tronçon p70 | 37 | 130,8 | 2,06 | 0,15 | 0,008 | PEHD |
| Tronçon p71 | 64,33 | 40,8 | 0,43 | 0,33 | 0,252 | PEHD |
| Tronçon p72 | 192 | 130,8 | -18,32 | 1,36 | 2,227 | PEHD |

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

| | Longueur | Diamètre | Débit | Vitesse | Perte de charge | Matériau |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tronçon | m | mm | LPS | m/s | m/km | |
| Tronçon p73 | 297,7 | 163,6 | -23,89 | 1,14 | 1,899 | PEHD |
| Tronçon p74 | 30,02 | 40,8 | 1,24 | 0,95 | 0,748 | PEHD |
| Tronçon p75 | 36,23 | 40,8 | 0,24 | 0,23 | 0,052 | PEHD |
| Tronçon 1 | 36 | 257.8 | 78,81 | 1,51 | 0,223 | PEHD |
| Tronçon p76 | 71,34 | 40,8 | 0,48 | 0,37 | 0,334 | PEHD |
| Tronçon p77 | 29,75 | 90 | 3,61 | 0,57 | 0,113 | PEHD |
| Tronçon p78 | 142,95 | 90 | 2,02 | 0,32 | 0,194 | PEHD |
| Tronçon p79 | 334,76 | 90 | -1,48 | 0,23 | 0,264 | PEHD |
| Tronçon p80 | 34,51 | 102,2 | 7,04 | 0,86 | 0,234 | PEHD |
| Tronçon p64 | 19,75 | 102,2 | 6,18 | 0,75 | 0,106 | PEHD |
| Tronçon p45 | 36,46 | 90 | 0,73 | 0,11 | 0,008 | PEHD |
| Tronçon p22 | 72,79 | 40,8 | 0,49 | 0,37 | 0,353 | PEHD |
| Tronçon p67 | 59,07 | 40,8 | 0,4 | 0,3 | 0,199 | PEHD |
| Tronçon p20 | 83,37 | 40,8 | 0,56 | 0,43 | 0,512 | PEHD |
| Tronçon p23 | 70,73 | 102,2 | 0,47 | 0,06 | 0,004 | PEHD |
| Tronçon p66 | 37,74 | 40,8 | 2,02 | 1,55 | 2,247 | PEHD |
| Tronçon p46 | 27,27 | 40,8 | 1,26 | 0,97 | 0,702 | PEHD |
| Tronçon p43 | 244 | 90 | 4,4 | 0,69 | 1,317 | PEHD |
| Tronçon p81 | 24,73 | 90 | -1,6 | 0,25 | 0,022 | PEHD |

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

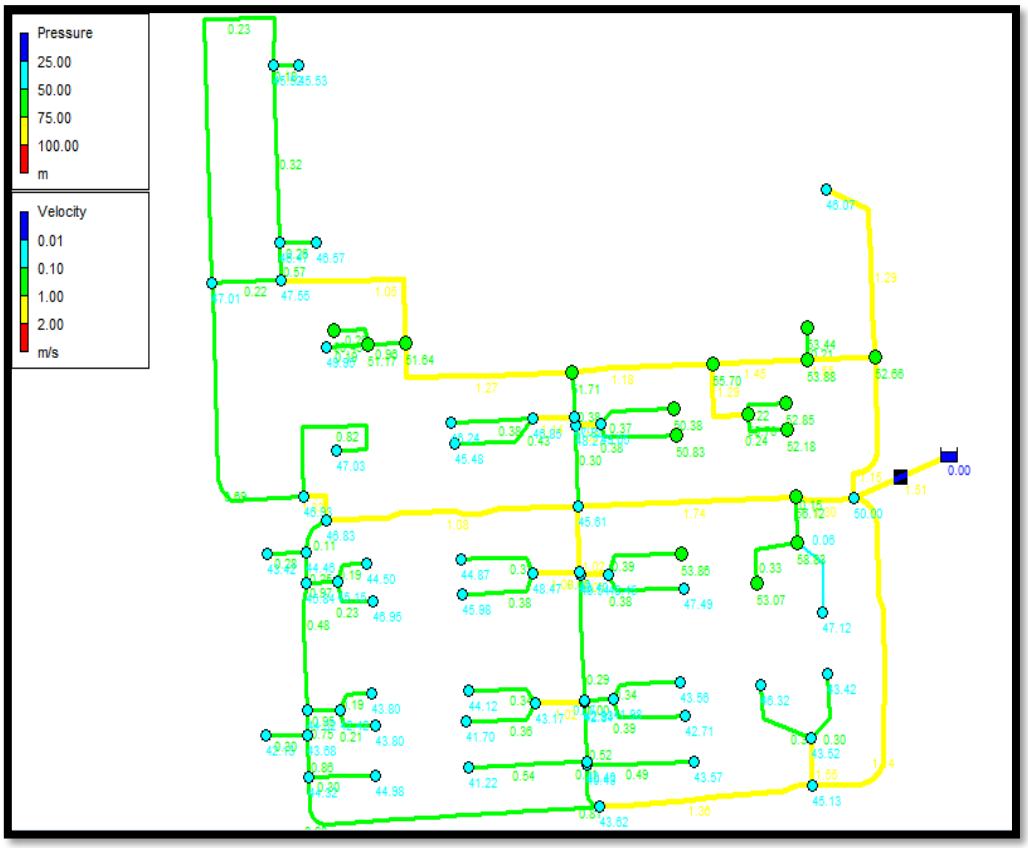



**Figure III.2:** Simulation sur EPANET pour le cas de pointe

### III.9.2.2. Cas de pointe+incendie :

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

**Tableau III.6 :** Cotes et pression de chaque nœud cas de pointe + incendie

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Noeud | m | LPS | m |
| Noeud n1 | 81.37 | 0.74 | 50.84 |
| Noeud n2 | 82.54 | 0.25 | 49.61 |
| Noeud n3 | 84.18 | 1.15 | 53.69 |
| Noeud n4 | 84.56 | 0.17 | 53.25 |
| Noeud n5 | 86.28 | 2.34 | 52.52 |
| Noeud n6 | 83.83 | 1.07 | 45.94 |
| Noeud n7 | 90.23 | 0.62 | 43.36 |
| Noeud n8 | 91.61 | 0.25 | 41.82 |
| Noeud n9 | 89.07 | 0.64 | 44.13 |
| Noeud n10 | 89.99 | 0.23 | 43.08 |
| Noeud n11 | 84.51 | 4.30 | 46.67 |
| Noeud n12 | 84.02 | 1.70 | 47.21 |
| Noeud n13 | 85.91 | 2.97 | 46.59 |
| Noeud n14 | 82.74 | 1.07 | 46.69 |
| Noeud n15 | 89.82 | 0.76 | 44.01 |
| Noeud n16 | 88.97 | 0.40 | 44.67 |
| Noeud n17 | 94.97 | 0.93 | 40.14 |
| Noeud n18 | 91.07 | 0.65 | 43.27 |
| Noeud n19 | 95.00 | 1.05 | 40.10 |
| Noeud n20 | 93.19 | 0.71 | 40.92 |

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

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Noeud | m | LPS | m |
| Noeud n21 | 85.74 | 3.35 | 45.18 |
| Noeud n22 | 85.69 | 0.15 | 45.19 |
| Noeud n23 | 84.98 | 1.38 | 46.13 |
| Noeud n24 | 84.77 | 0.22 | 46.23 |
| Noeud n25 | 92.71 | 1.13 | 41.66 |
| Noeud n26 | 91.59 | 0.50 | 42.39 |
| Noeud n27 | 91.12 | 1.20 | 42.85 |
| Noeud n28 | 92.29 | 0.47 | 41.37 |
| Noeud n29 | 90.63 | 0.72 | 42.10 |
| Noeud n30 | 89.18 | 0.28 | 43.48 |
| Noeud n31 | 85.87 | 1.27 | 48.12 |
| Noeud n32 | 87.99 | 0.50 | 45.63 |
| Noeud n33 | 86.31 | 1.18 | 48.10 |
| Noeud n34 | 80.51 | 0.51 | 53.51 |
| Noeud n35 | 87.70 | 0.72 | 44.82 |
| Noeud n36 | 85.81 | 0.30 | 46.62 |
| Noeud n38 | 84.55 | 0.48 | 50.02 |
| Noeud n40 | 88.81 | 0.56 | 45.12 |
| Noeud n41 | 78.02 | 1.09 | 55.51 |

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

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

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

| | Longueur | Diamètre | Débit | Vitesse | Perte de charge | Matériau |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tronçon | m | mm | LPS | m/s | m | |
| Tronçon p1 | 37,04 | 40,8 | 0,25 | 0,29 | 0,055 | PEHD |
| Tronçon p2 | 25,6 | 32,6 | 0,17 | 0,21 | 0,059 | PEHD |
| Tronçon p3 | 160 | 32,6 | 1,07 | 1,29 | 9,030 | PEHD |
| Tronçon p4 | 37,67 | 32,6 | 0,25 | 0,3 | 0,169 | PEHD |
| Tronçon p5 | 34,49 | 32,6 | 0,23 | 0,28 | 0,133 | PEHD |
| Tronçon p7 | 159,5 | 40,8 | 1,07 | 0,82 | 3,067 | PEHD |
| Tronçon p8 | 59,12 | 40,8 | 0,4 | 0,3 | 0,200 | PEHD |
| Tronçon p9 | 96,38 | 40,8 | 0,65 | 0,49 | 0,764 | PEHD |
| Tronçon p10 | 105,6 | 40,8 | 0,71 | 0,54 | 0,983 | PEHD |
| Tronçon p11 | 21,93 | 32,6 | 0,15 | 0,18 | 0,039 | PEHD |
| Tronçon p12 | 32,58 | 32,6 | 0,22 | 0,26 | 0,114 | PEHD |
| Tronçon p13 | 75,15 | 40,8 | 0,5 | 0,39 | 0,386 | PEHD |
| Tronçon p14 | 69,87 | 40,8 | 0,47 | 0,36 | 0,315 | PEHD |
| Tronçon p15 | 41,14 | 40,8 | 0,28 | 0,21 | 0,074 | PEHD |
| Tronçon p16 | 74,2 | 40,8 | 0,5 | 0,38 | 0,372 | PEHD |
| Tronçon p17 | 75,43 | 40,8 | 0,51 | 0,39 | 0,389 | PEHD |
| Tronçon p18 | 44,24 | 40,8 | 0,3 | 0,23 | 0,090 | PEHD |
| Tronçon p21 | 46,68 | 40,8 | 0,31 | 0,24 | 0,105 | PEHD |
| Tronçon p24 | 127,6 | 163,6 | -24,84 | 1,18 | 0,874 | PEHD |

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

| | Longueur | Diamètre | Débit | Vitesse | Perte de charge | Matériau |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tronçon | m | mm | LPS | m/s | m | |
| Tronçon p25 | 227,3 | 102,2 | 8,72 | 1,06 | 2,263 | PEHD |
| Tronçon p26 | 61,4 | 90 | 1,37 | 0,22 | 0,042 | PEHD |
| Tronçon p27 | 6,884 | 102,2 | -0,91 | 0,21 | 0,001 | PEHD |
| Tronçon p28 | 35,68 | 102,2 | -3,81 | 0,46 | 0,080 | PEHD |
| Tronçon p29 | 65,37 | 102,2 | 1,85 | 0,22 | 0,041 | PEHD |
| Tronçon p30 | 23,43 | 51,4 | 2,12 | 1,02 | 0,500 | PEHD |
| Tronçon p31 | 74,65 | 40,8 | 0,5 | 0,38 | 0,379 | PEHD |
| Tronçon p32 | 37,33 | 51,4 | 2,36 | 1,14 | 0,967 | PEHD |
| Tronçon p33 | 73,71 | 40,8 | 0,49 | 0,38 | 0,366 | PEHD |
| Tronçon p34 | 126,1 | 130,8 | -16,51 | 1,23 | 1,211 | PEHD |
| Tronçon p35 | 84,61 | 130,8 | -20,11 | 1,5 | 1,169 | PEHD |
| Tronçon p36 | 60,7 | 130,8 | -21,43 | 1,59 | 0,934 | PEHD |
| Tronçon p37 | 73,56 | 40,8 | 1,69 | 1,29 | 3,176 | PEHD |
| Tronçon p38 | 42,42 | 40,8 | 0,28 | 0,22 | 0,081 | PEHD |
| Tronçon p39 | 176,1 | 102,2 | 10,44 | 1,27 | 2,424 | PEHD |
| Tronçon p40 | 161,8 | 90 | 6,68 | 1,05 | 1,841 | PEHD |
| Tronçon p41 | 33,76 | 40,8 | 1,26 | 0,96 | 0,865 | PEHD |
| Tronçon p42 | 39,93 | 40,8 | 0,27 | 0,2 | 0,068 | PEHD |
| Tronçon p44 | 39,53 | 90 | -8,45 | 1,33 | 0,685 | PEHD |
| Tronçon p47 | 36,26 | 40,8 | 0,24 | 0,19 | 0,052 | PEHD |
| Tronçon p48 | 103,3 | 102,2 | 4,02 | 0,49 | 0,259 | PEHD |

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

| | Longueur | Diamètre | Débit | Vitesse | Perte de charge | Matériau |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tronçon | m | mm | LPS | m/s | m | |
| Tronçon p49 | 39,34 | 102,2 | 6,98 | 0,85 | 0,263 | PEHD |
| Tronçon p50 | 2,743 | 102,2 | 5,4 | 0,66 | 0,011 | PEHD |
| Tronçon p51 | 48,45 | 90 | 3,64 | 0,57 | 0,186 | PEHD |
| Tronçon p53 | 102,559 | 102,2 | -2,04 | 0,25 | 0,076 | PEHD |
| Tronçon p54 | 2,153 | 102,2 | -5,09 | 0,62 | 0,008 | PEHD |
| Tronçon p55 | 53,41 | 102,2 | -8,01 | 0,98 | 0,456 | PEHD |
| Tronçon p56 | 73,05 | 40,8 | 0,49 | 0,37 | 0,357 | PEHD |
| Tronçon p57 | 42,02 | 51,4 | 2,26 | 1,09 | 1,007 | PEHD |
| Tronçon p58 | 25,76 | 51,4 | 2,18 | 1,05 | 0,582 | PEHD |
| Tronçon p59 | 74,47 | 40,8 | 0,5 | 0,38 | 0,376 | PEHD |
| Tronçon p60 | 26,53 | 51,4 | 2,07 | 1 | 0,546 | PEHD |
| Tronçon p61 | 66,1 | 40,8 | 0,44 | 0,34 | 0,271 | PEHD |
| Tronçon p62 | 44,27 | 51,4 | 2,11 | 1,02 | 0,941 | PEHD |
| Tronçon p63 | 65,29 | 40,8 | 0,44 | 0,34 | 0,262 | PEHD |
| Tronçon p65 | 290,7 | 114,6 | -8,32 | 0,81 | 1,537 | PEHD |
| Tronçon p68 | 52,07 | 163,6 | 43,17 | 2,05 | 0,971 | PEHD |
| Tronçon p69 | 195,2 | 130,4 | 22,2 | 1,66 | 3,252 | PEHD |
| Tronçon p70 | 37 | 130,8 | 19,06 | 1,42 | 0,461 | PEHD |
| Tronçon p71 | 64,33 | 40,8 | 0,43 | 0,33 | 0,252 | PEHD |
| Tronçon p72 | 192 | 130,8 | -18,8 | 1,4 | 2,332 | PEHD |

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

| | Longueur | Diamètre | Débit | Vitesse | Perte de charge | Matériau |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tronçon | m | mm | LPS | m/s | m | |
| Tronçon p73 | 297,7 | 163,6 | -24,36 | 1,16 | 1,970 | PEHD |
| Tronçon p74 | 30,02 | 40,8 | 1,24 | 0,95 | 0,748 | PEHD |
| Tronçon p75 | 36,23 | 40,8 | 0,24 | 0,23 | 0,052 | PEHD |
| Tronçon 1 | 36 | 257,8 | 95,81 | 1 ,84 | 0,319 | PEHD |
| Tronçon p76 | 71,34 | 40,8 | 0,48 | 0,37 | 0,334 | PEHD |
| Tronçon p77 | 29,75 | 90 | 3,61 | 0,57 | 0,113 | PEHD |
| Tronçon p78 | 142,95 | 90 | 2,02 | 0,32 | 0,192 | PEHD |
| Tronçon p79 | 334,76 | 90 | -1,48 | 0,23 | 0,264 | PEHD |
| Tronçon p80 | 34,51 | 102,2 | 7,16 | 0,87 | 0,241 | PEHD |
| Tronçon p64 | 19,75 | 102,2 | 6,29 | 0,77 | 0,109 | PEHD |
| Tronçon p45 | 36,46 | 90 | 0,85 | 0,22 | 0,010 | PEHD |
| Tronçon p22 | 72,79 | 40,8 | 0,49 | 0,37 | 0,353 | PEHD |
| Tronçon p67 | 59,07 | 40,8 | 0,4 | 0,3 | 0,199 | PEHD |
| Tronçon p20 | 83,37 | 40,8 | 0,56 | 0,43 | 0,512 | PEHD |
| Tronçon p23 | 70,73 | 102,2 | 17,47 | 2,13 | 2,469 | PEHD |
| Tronçon p66 | 37,74 | 40,8 | 2,02 | 1,55 | 2,247 | PEHD |
| Tronçon p46 | 27,27 | 40,8 | 1,26 | 0,97 | 0,702 | PEHD |
| Tronçon p43 | 244 | 90 | 4,4 | 0,69 | 1,317 | PEHD |
| Tronçon p81 | 24,73 | 90 | -1,72 | 0,27 | 0,025 | PEHD |

**Remarque :** la pression est une grandeur physique qui s'exerce sur un liquide dans une conduite pour lui apporter l'énergie nécessaire qui permet de vaincre les différentes pertes de charges rencontrées dans cette conduite.
Pour ce réseau on assure une pression égale au moins à la hauteur du bâtiment plus 10 m c'est à dire : P = 3n + 10, donc, après la simulation « cas de pointe » on a une pression minimale de 40.10 m au niveau de la ville.

Cette pression est suffisante pour alimenter le dernier étage au niveau des bloc (R+5) et (R+9) et insuffisante pour les blocs (R+15), donc on doit installer un surpresseur pour assurer la pression appropriée

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

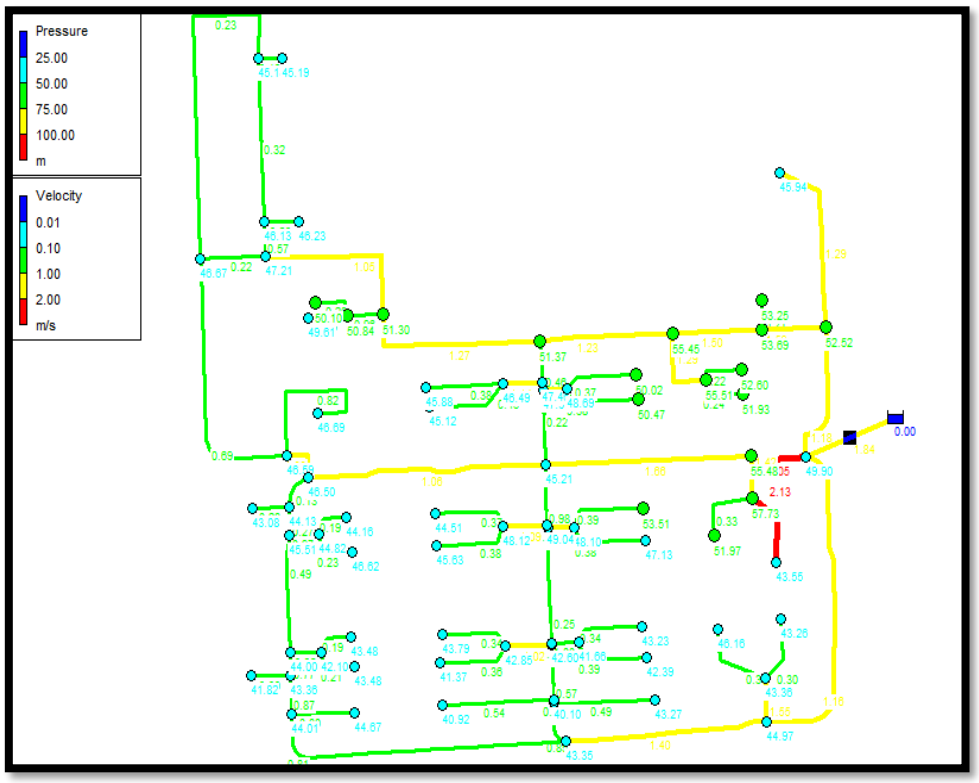



**Figure III.3:** Simulation sur EPANET pour le cas de pointe + incendie

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

### III.9.2.3. Cas d'heure creuse :

Le tableau suivant représente les pressions maximales pour chaque nœud

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

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Noeud | m | LPS | m |
| Noeud n1 | 81,37 | 0.12 | 58.33 |
| Noeud n2 | 82,54 | 0.04 | 57.16 |
| Noeud n3 | 84,18 | 0.19 | 55.74 |
| Noeud n4 | 84,56 | 0.03 | 55.36 |
| Noeud n5 | 86,28 | 0.39 | 53.68 |
| Noeud n6 | 83,83 | 0.18 | 55.73 |
| Noeud n7 | 90,23 | 0.10 | 49.52 |
| Noeud n8 | 91,61 | 0.04 | 48.14 |
| Noeud n9 | 89,07 | 0.11 | 50.66 |
| Noeud n10 | 89,99 | 0.04 | 49.74 |
| Noeud n11 | 84,51 | 0.71 | 55.14 |
| Noeud n12 | 84,02 | 0.28 | 55.64 |
| Noeud n13 | 85,91 | 0.48 | 53.80 |
| Noeud n14 | 82,74 | 0.18 | 56.83 |
| Noeud n15 | 89,82 | 0.13 | 49.94 |
| Noeud n16 | 88,97 | 0.07 | 50.79 |
| Noeud n17 | 94,97 | 0.15 | 44.84 |
| Noeud n18 | 91,07 | 0.11 | 48.71 |
| Noeud n19 | 95,00 | 0.17 | 44.81 |
| Noeud n20 | 93,19 | 0.12 | 46.58 |

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

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Noeud | m | LPS | m |
| Noeud n21 | 85,74 | 0.55 | 53.90 |
| Noeud n22 | 85,69 | 0.02 | 53.95 |
| Noeud n23 | 84,98 | 0.23 | 54.67 |
| Noeud n24 | 84,77 | 0.04 | 54.87 |
| Noeud n25 | 92,71 | 0.19 | 47.07 |
| Noeud n26 | 91,59 | 0.08 | 48.18 |
| Noeud n27 | 91,12 | 0.20 | 48.64 |
| Noeud n28 | 92,29 | 0.08 | 47.47 |
| Noeud n29 | 90,63 | 0.12 | 49.08 |
| Noeud n30 | 89,18 | 0.05 | 50.53 |
| Noeud n31 | 85,87 | 0.21 | 53.90 |
| Noeud n32 | 87,99 | 0.08 | 51.77 |
| Noeud n33 | 86,31 | 0.19 | 53.47 |
| Noeud n34 | 80,51 | 0.08 | 59.27 |
| Noeud n35 | 87,70 | 0.12 | 52.01 |
| Noeud n36 | 85,81 | 0.05 | 53.89 |
| Noeud n38 | 84,55 | 0.08 | 55.24 |
| Noeud n40 | 88,81 | 0.09 | 50.96 |
| Noeud n41 | 78,02 | 0.18 | 61.72 |

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

**Remarque :** la pression maximale d'un réseau de distribution en cas de faible consommation est 61.7 mce, Alors elle est inférieure à la pression normalisée de conduite de notre projet.

## III.10. RECAPITULATION DES RESULTANTS

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

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

| Nœuds | Côte terrain (m) | La pression en cas de heures creuses (m) | Côte piézométrique heures creuses (m) | La pression en cas de pointe + incendie (m) | Côte piézométrique cas pointe + incendie (m) | La pression en cas de pointe (m) | Côte piézométrique cas pointe (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N47 | 89,77 | 50,21 | 139,98 | 49,9 | 139,67 | 50 | 139,77 |
| N78 | 83,22 | 56,76 | 139,98 | 55,49 | 138,71 | 56,13 | 139,35 |
| N48 | 90,24 | 49,59 | 139,83 | 45,21 | 135,45 | 45,61 | 135,85 |
| N50 | 85,95 | 53,89 | 139,84 | 49,47 | 135,42 | 49,83 | 135,78 |
| N51 | 85,8 | 54,03 | 139,83 | 49,62 | 135,42 | 49,98 | 135,78 |
| N52 | 92,31 | 47,52 | 139,83 | 43,18 | 135,49 | 43,53 | 135,84 |
| N59 | 81,77 | 57,96 | 139,73 | 51,3 | 133,07 | 51,64 | 133,41 |
| N12 | 92,4 | 47,32 | 139,72 | 38,83 | 131,23 | 39,17 | 131,57 |
| N23 | 95 | 44,66 | 139,66 | 36,12 | 131,12 | 36,46 | 131,46 |
| N21 | 94,97 | 44,81 | 139,78 | 35,9 | 130,87 | 36,24 | 131,21 |
| N11 | 92,02 | 47,64 | 139,66 | 39,17 | 131,19 | 39,51 | 131,53 |

La figure suivante représente les côtes piézométriques au niveau des nœuds N (47-78-48-50-51-52-59-12-23-21-11)

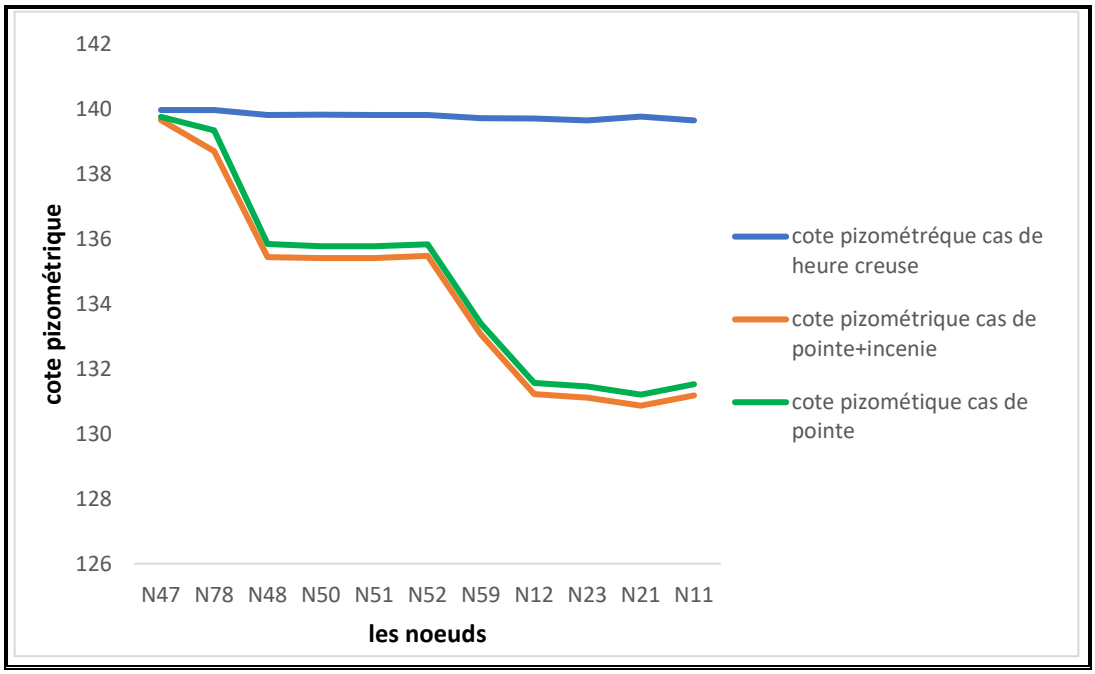



**Figure III.4:** Cote piézométrique en fonction de distance

## III.11. INTERPRETATION DU RESULTAT

Les résultats obtenus sont comme suit :

- Pression dans les nœuds ne dépasse pas les 6.1 bars. (61 mce).
- La pression minimale est supérieure à 40 mce.
- Les nœuds avec des pressions insuffisantes pour les blocs R+15 ont besoin des stations de suppresseur.
- La vitesse est entre (0,3 à 3) m/s (norme des conduites en PEHD).
- Diamètre variant entre 40 mm et 315 mm

## III.12. 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 PEHD PN16 peuvent résister aux fortes pressions.

# CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR DE STOCKAGE

## IV.1. INTRODUCTION

Les réservoirs sont des ouvrages qui permettent de relier entre deux régimes différents au cours d'une même journée, à savoir : le débit d'apport d'eau qui est uniforme et celui de consommation qui est variable. Donc l'étude de dimensionnement de ces derniers doit être approfondie afin d'assurer un bon fonctionnement, et Comme nous l'avons déjà dit, notre projet est alimenté par piquage dans la conduite principal, qui alimente toute la ville de BOUINAN, qui à son tour est alimentée par deux réservoirs de stockage d'une capacité de 5000 m3 chacun, donc le but de ce chapitre est de déterminer la quantité de stockage nécessaire.

## IV.2. UTILITE DES RESERVOIRS

Le réservoir d'eau potable assure les fonctions suivantes :

- 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).

## IV.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 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.

## IV.4. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

Selon le matériau :

- Réservoirs métalliques,
- Réservoirs en maçonnerie,
- Réservoirs en béton armé,

Selon la situation des lieux :

- Réservoirs enterrés,
- Réservoirs semi-enterrés,
- Réservoirs sur sol,
- Sur tour (château d'eau)

Selon la forme de la cuve :

- Rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeure.
- Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. L'avantage consiste une stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, ainsi qu'une économie de matériaux de construction.

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- Conditions topographiques de la région à desservir.
- Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer,
- Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

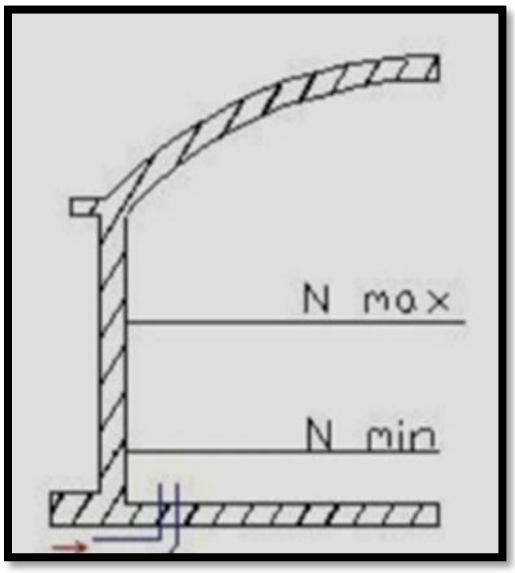
- Les facteurs économiques,
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- Les possibilités d'adaptation au réseau,
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

## IV.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'opposé 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.




**Figures IV.1:** Arrivée par le fond

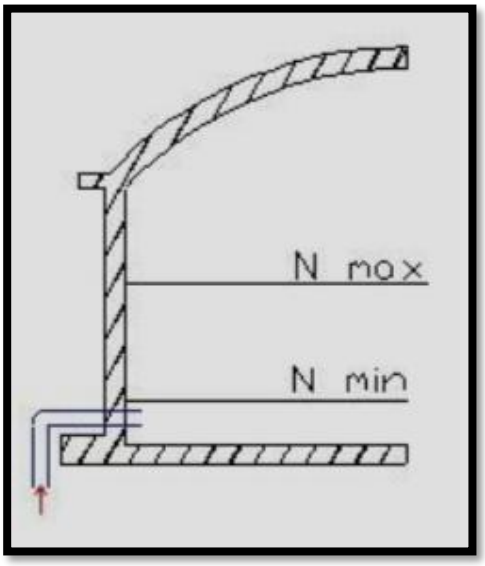
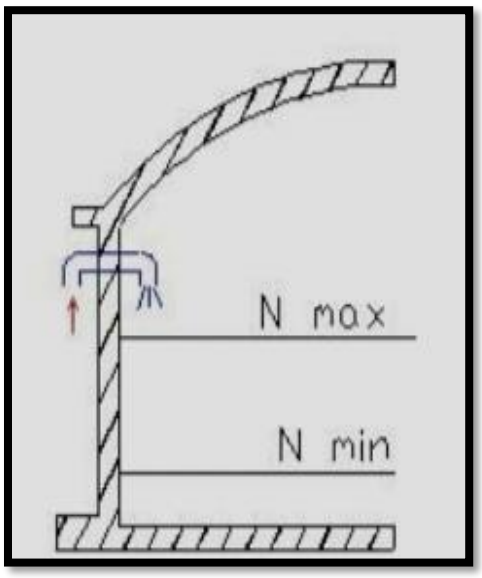



**Figure IV.2:** Arrivée par le bas




**Figures IV.3:** Arrivée par chute libre

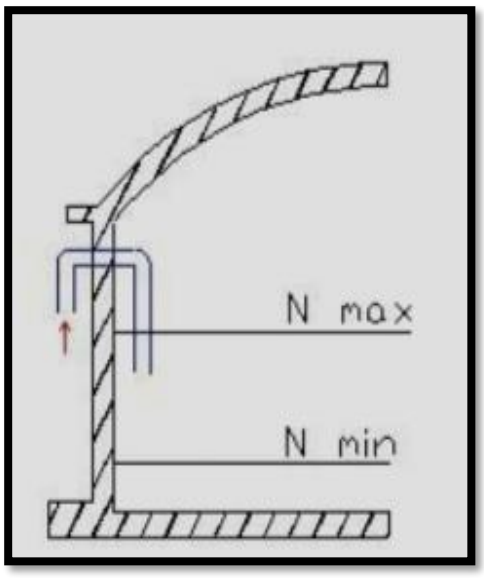



**Figure IV.4:** Arrivée par sur verse

– On a choisi le conduit d'arrivée par chute libre

**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**

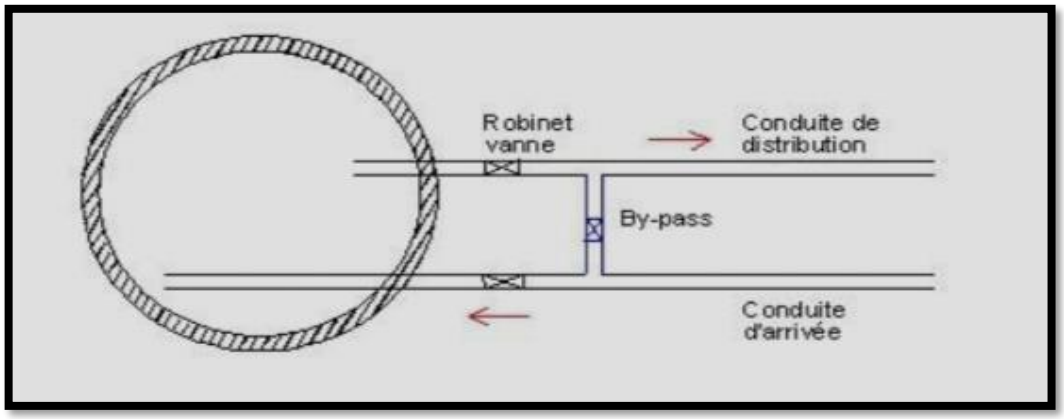
Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein

**Conduite de vidange**

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

**Conduite by-pass**

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

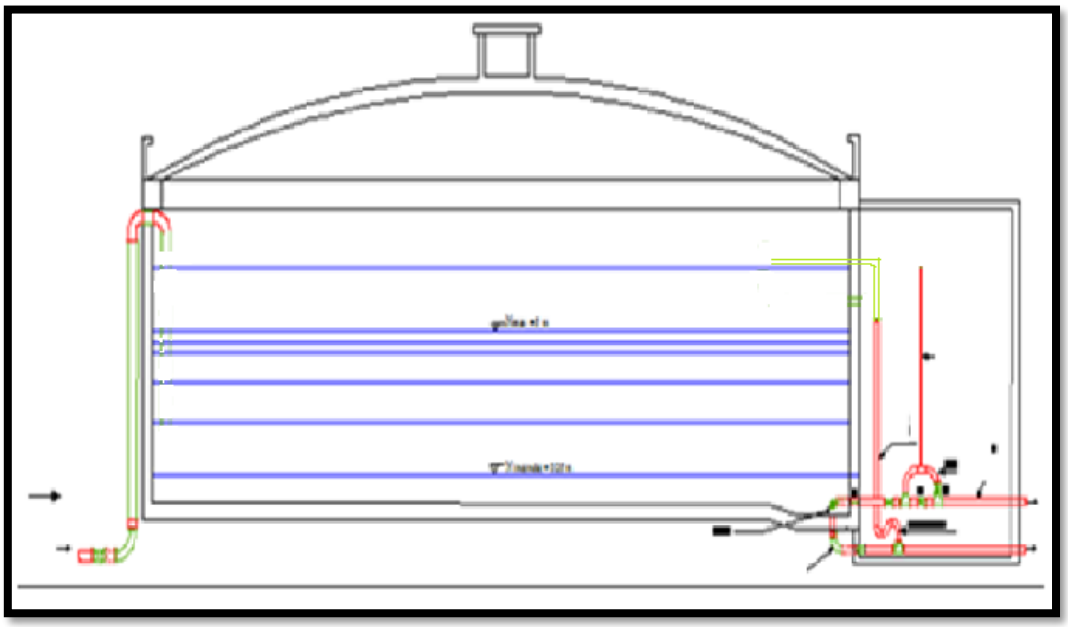



**Figures IV.6:** Conduits by-pass

**Matérialisation de la réserve d'incendie**

- **Système à siphon :** le siphon se désamorce 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).

La figure suivante représente un plan illustratif de réservoir (voir planche N°4) :



**Figures IV.7:** Equipement d'un réservoir d'eau potable sur sol

## IV.6. 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.

### IV.6.1. Principe du calcul

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

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

- On a choisi un réservoir sur sol de capacité de 5000 $m^3$ ces dimension (D=28 m, H=8 m) Avec une cote de 182 m

### VI.6.1.1. Méthode analytique :

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

$$Vr = \frac{a*Qmax,j}{100} \quad (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (IV.1)$$

$V_r$ : 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 :

$$\boldsymbol{VT = Vr + Vinc} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (IV.2)$$

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

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

### VI.6.1.2. Méthode graphique :

Cette méthode est baisée 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 :

$$a = |V+| + |v-| \quad (\%) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (IV.3)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * a}{100} \quad (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (IV.4)$$

Dont le volume total sera : $Vt = Vr + Vinc$ . ..... (IV.5)

En utilisons la méthode analytique, on calcule la capacité de réservoir qui alimente (3100 logt), ainsi pour choisir le régime de consommation il faut calculer le nombre d'habitant suivant qui alimentent à partir de réservoir :

3100*7=21700 habitants donc 217000 habitant supérieur à 10000 habitants et inférieur à 50000 habitants, 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 représenté le parentage de volume reste dans le réservoir :

**Tableau IV.1**:Calcul de la capacité du stockage d'eau

| 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 | 1,5 | 5 | 3,5 | | 12 |
| 01_2 | 1,5 | 5 | 3,5 | | 15,5 |
| 02_3 | 1,5 | 5 | 3,5 | | 19 |
| 03_4 | 1,5 | 5 | 3,5 | | 22,5 |
| 04_5 | 2,5 | 5 | 2,5 | | 25 |
| 05_6 | 3,5 | 5 | 1,5 | | 26,5 |
| 06_7 | 4,5 | 5 | 0,5 | | **27** |
| 07_8 | 5,5 | 5 | | 0,5 | 26,5 |
| 08_9 | 6,25 | 5 | | 1,25 | 25,25 |
| 09_10 | 6,25 | 5 | | 1,25 | 24 |
| 10_11 | 6,25 | 5 | | 1,25 | 22,75 |
| 11_12 | 6,25 | 5 | | 1,25 | 21,5 |
| 12_13 | 5 | 5 | 0 | | 21,5 |
| 13-14 | 5 | 5 | 0 | | 21,5 |
| 14-15 | 5,5 | 5 | | 0,5 | 21 |
| 15-16 | 6 | 5 | | 1 | 20 |
| 16-17 | 6 | 5 | | 1 | 19 |
| 17-18 | 5,5 | 0 | | 5,5 | 13,5 |
| 18-19 | 5 | 0 | | 5 | 8,5 |
| 19-20 | 4,5 | 0 | | 4,5 | 4 |
| 20-21 | 4 | 0 | | 4 | 0 |
| 21-22 | 3 | 5 | 2 | | 2 |
| 22-23 | 2 | 5 | 3 | | 5 |
| 23-24 | 1,5 | 5 | 3,5 | | 8,5 |

La figure suivante représente le régime de consommation de la nouvelle ville de BOUINAN (3100 logements) :

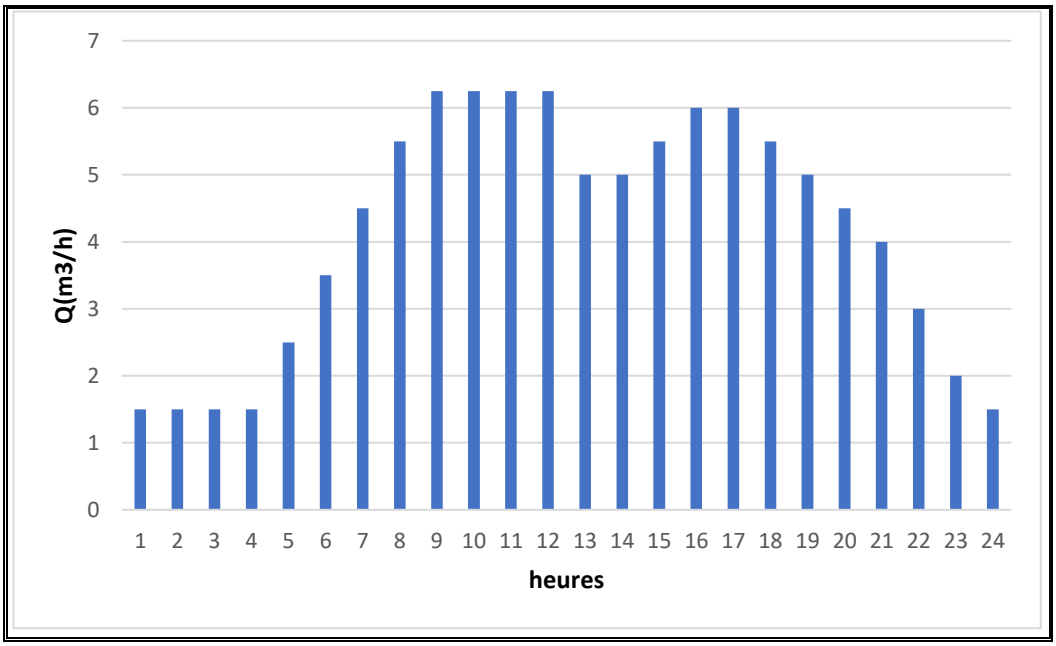



**Figure IV.8 :** Diagramme de consommation

Le volume résiduel est égal à :

$$Vr = \frac{27*4567.1436}{100} = \mathbf{1233.128\ m^3}$$

La capacité totale du réservoir sera :

$$Vt = Vr + Vinc$$

$$V_t = 1233.128 + 120 = 1353.12\ m^3$$

Donc la capacité de stockage environ de **1354 m³**.

**Remarque 1 :**

Ce volume (1354m³) est stocké dans les deux réservoirs principaux.

## IV.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a trouvé que la capacité des deux réservoirs (10000 m3) Et suffisante pour la capacité de stockage d'eau calculé pour assurer l'alimentation en eau en permanence pour la ville de BOUNAN (cité 3100 longuement)

# CHAPITRE V : Système de surpression

## V.1. INTRODUCTION :

Lorsque la pression d'alimentation en eau potable d'une ville est insuffisante pour alimenter les étages supérieurs du bâtiment, il est nécessaire de prévoir des systèmes de surpression autonomes ou automatiques disponibles

## V.2. OBJECTIF :

Le but du chapitre est de connaître :

- L'intérêt d'utiliser un surpresseur.
- La composition de l'appareil.
- Son fonctionnement.
- L'intérêt procuré par la variation de vitesse

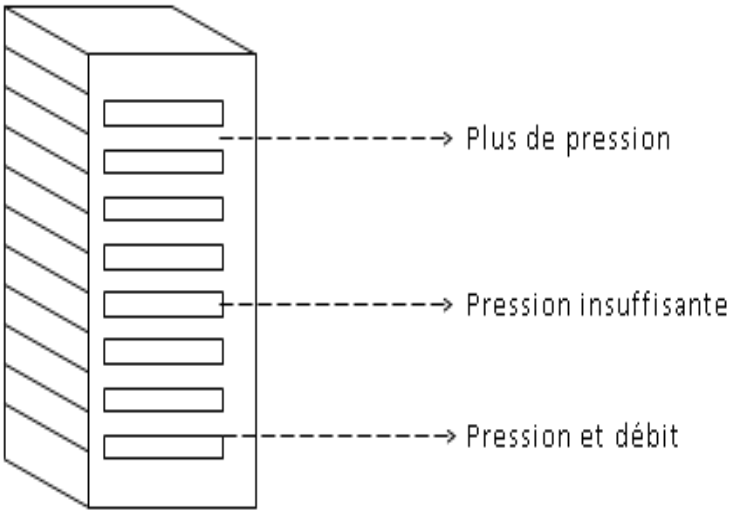
## V.2. DEFINITION DE SURPRESSION :

La surpression consiste à augmenter la pression dans les endroits les plus défavorables (parties hautes du bâtiment) pour le confort de nos utilisateurs (douche, baignoire, etc.).

## V.3. DEFINITION D'UN SURPRESSEUR :

C'est un ensemble des pompes équipées par des composants électromécaniques pouvant fonctionner automatiquement et en autonomie.

- Schémas problème de pression :




- **Figure V.1:** schéma de problème de pression

## 2 - Ballon hydropneumatique :

C'est un réservoir occupé à l'air comprimé dans leur partie supérieure.

Le ballon joue deux rôles :

- Assure de la pression lorsque la pompe est à l'arrêt
- Joue le rôle de réserve correspondant à la différence de volume d'eau dans le ballon

Pour éviter le démarrage et l'arrêt incessant

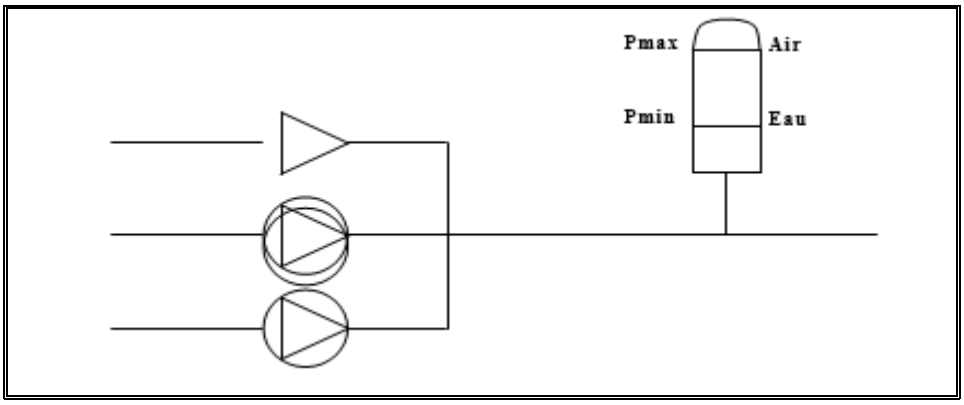



**Figure V .2 :** Ballon hydropneumatique

**Schémas de fonctionnement :** les schémas ci-dessous représente le principe de fonctionnement de ballon hydropneumatique avec ses différents cas.

– Si aucune consommation n'est détectée, la pompe est arrêtée et le ballon hydropneumatique est mis en charge

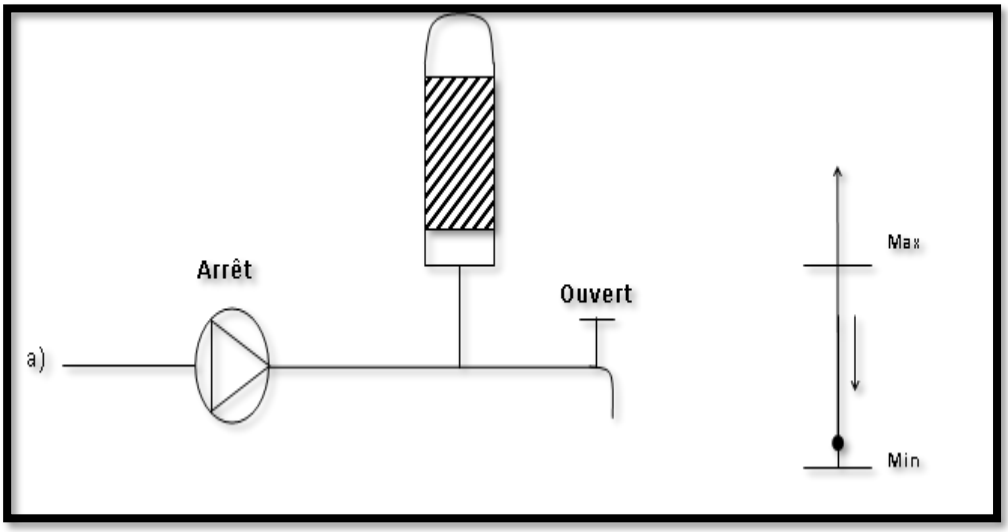



**Figure V.3: cas** pas de consommation d'eau

- En cas d'augmentation de la consommation, lorsque la demande en débit augmente, la hauteur manométrique totale (Hmt) diminue. Par conséquent, la pompe sera activée et le ballon hydropneumatique sera déchargé.

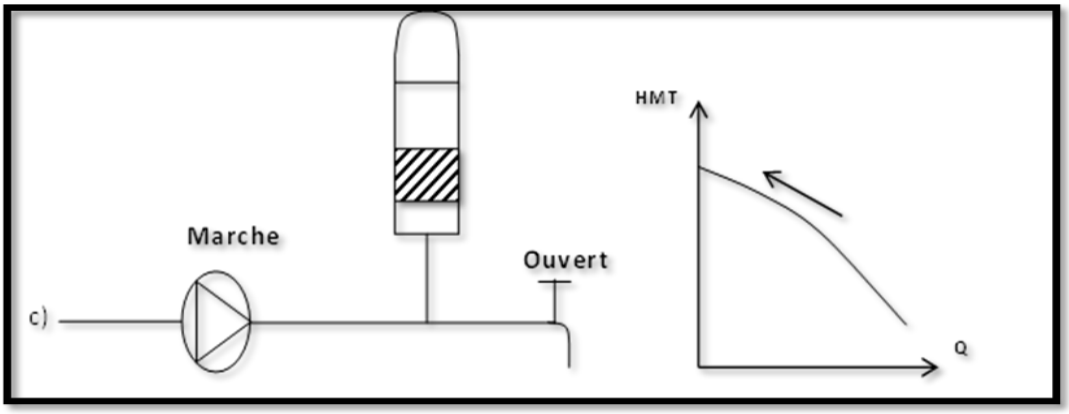



**Figure V.4 :** augmentation de la consommation.

- En cas de diminution de la consommation et de demande en débit, la hauteur manométrique totale (Hmt) augmente. Par conséquent, la pompe continuera à assurer la distribution et le ballon hydropneumatique sera chargé.

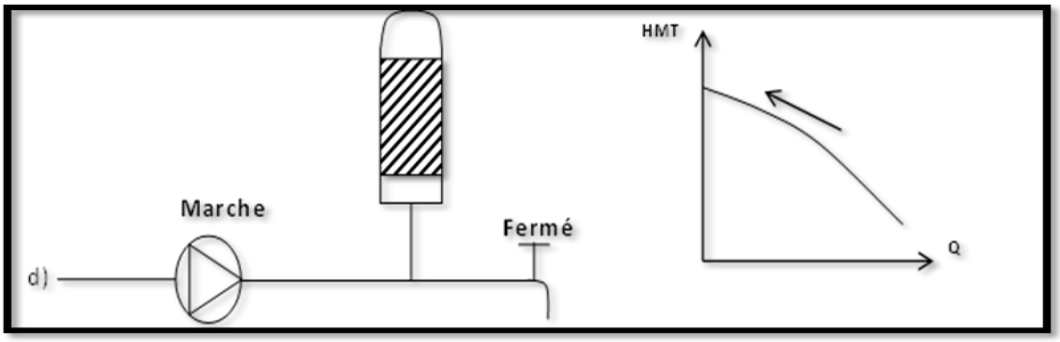



**Figure V.5** : diminution de la consommation

- Lorsque le robinet est fermé, la pompe se charge le ballon hydropneumatique et s'arrête

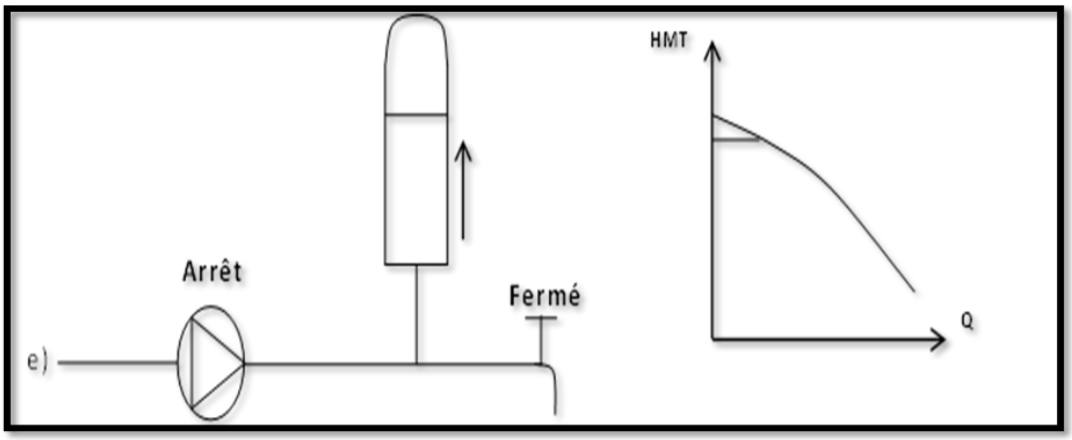



**Figure V.6 :** fermeture de la robinet .

- Lorsque la consommation s'arrête, la pompe est arrêtée et le ballon hydropneumatique se charge.

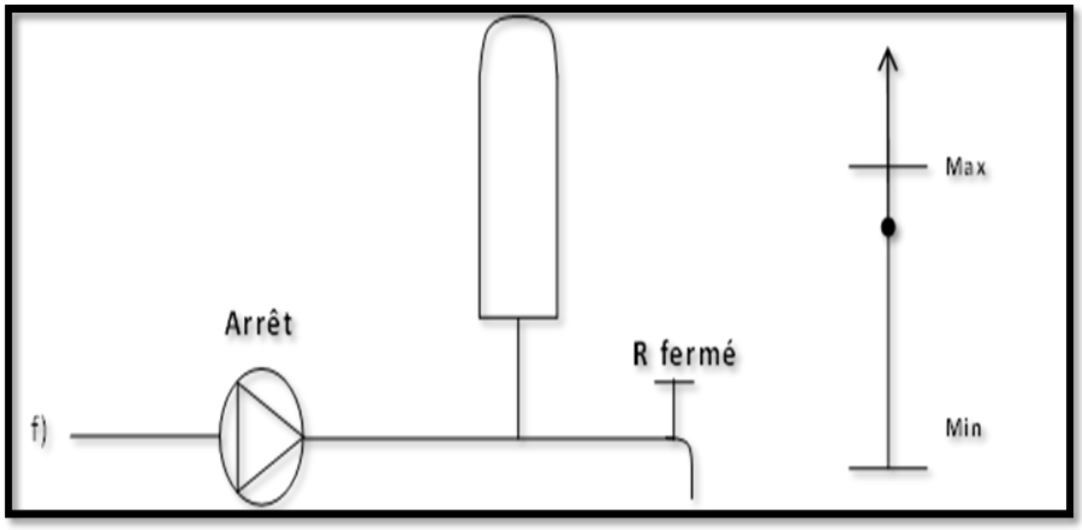



**Figure V.7 :** arrêt de la consommation

## V.4. TYPE DE SURPRESSEUR :

- Surpresseur à vitesse fixe
- Surpresseur à vitesse variable

### V.4.1 A VITESSE FIXE :

Le démarrage et l'arrêt de la pompe sont généralement automatiques, soit par la régulation manométrique, soit par la régulation débit métrique.

### V.4.2 SURPRESSEUR A VITESSE VARIABLE :

La performance d'une pompe centrifuge liée directement à sa vitesse de rotation. Si on augmente la vitesse, la puissance, la pression seront aussi augmentés.

En pratique la variation de vitesse est réalisée par la variation de fréquence du courant d'alimentation du moteur

## V.5. RACCORDEMENT DE SURPRESSEUR :

Le raccordement du surpresseur au réseau d'eau peut se faire de deux façons :

- Raccordement sur bâche.
- Raccordement sur eau de ville.

### V.5.1. RACCORDEMENT SUR BACHE

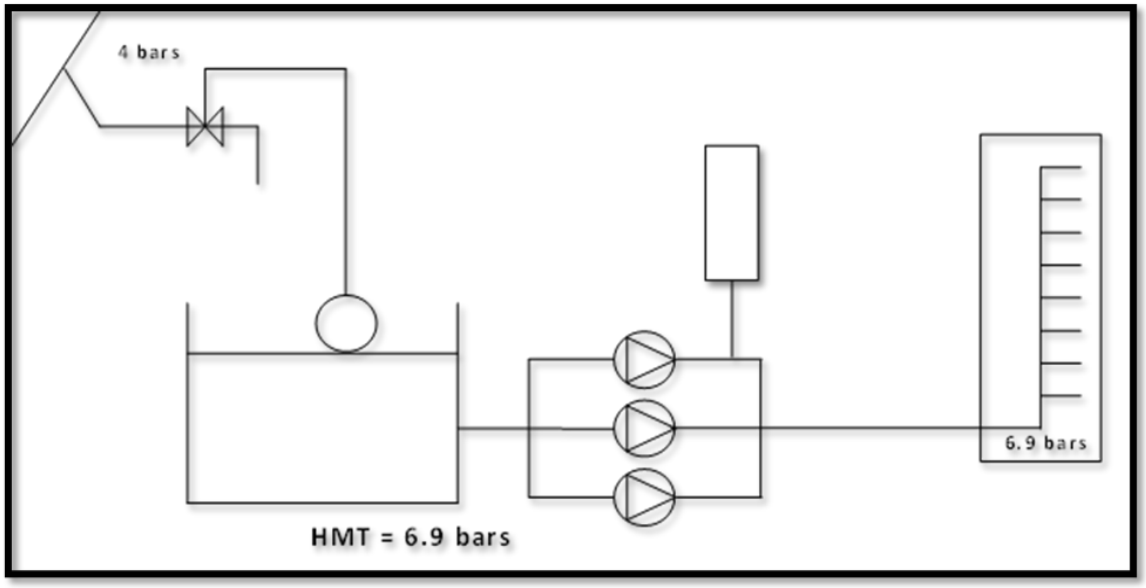



**Figure V.8:** Raccordement sur bâche

Dans ce cas la bâche est alimentée par l'eau pompée par le surpresseur à l'aide d'un robinet flotteur.

- **Avantage :**

- Les réseaux ne sont pas en dépression, alors il y a une grande sécurité de réseau.
- Il y a un réservoir nécessaire dans le cas de manque d'eau.

- **Inconvenient:**

- La pression qui est disponible dans le réseau n'est pas utilisée alors le bilan énergétique est très peu favorable.
- Il y a une possibilité de contamination de bâche, l'investissement est très coûteux.

### V.5.2. RACCORDEMENT SUR LE RESEAU "EAU DE VILLE"

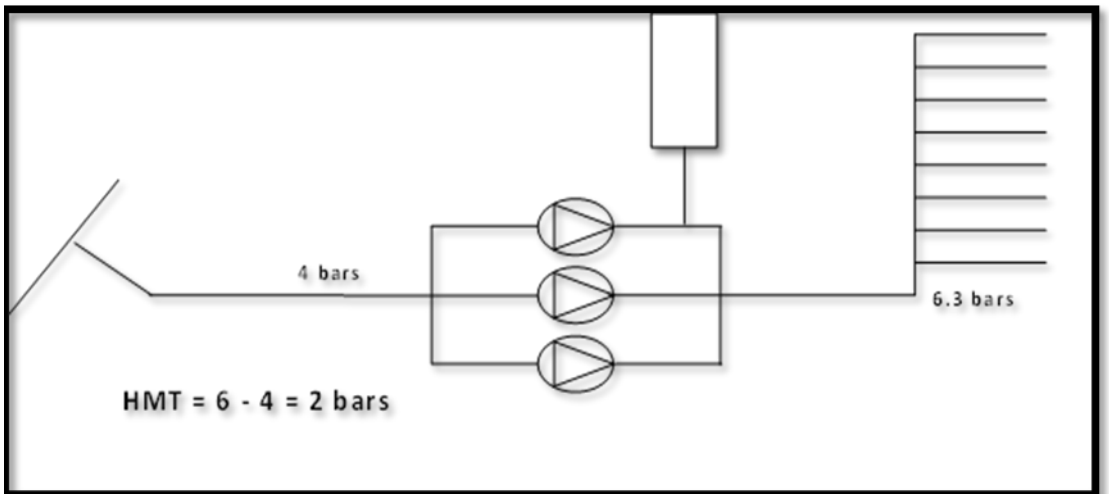



**Figure V.9 :** Raccordement sur réseau

Il y a une surpression d'eau à partir de réseau causé par le surpresseur.

– **Avantage :**

- En utilisant dans ce cas la pression de réseau alors le bilan énergétique est important.
- IL n'y a pas de contamination dans l'installation de surpresseur.
- Le travail de génie civil n'est pas important car la puissance utilisée est faible.

– **Inconvénients :**

- Manque de réserve dans le cas de manque d'eau.
- Les variations des pressions dans le réseau influence sur le fonctionnement de surpresseur alors il faut stabiliser la pression.
- En utilisant un pressostat pour assurer l'arrêt de surpresseur.
- Dans le cas des variations importantes de pression il faut utiliser un stabilisateur de pression.

## Remarque :

Dans ce cas, nous avons plusieurs options pour installer le système de surpression et de distribution, j'ai choisi de traiter plusieurs pour déterminer le meilleur **:**

- La surpression classique avec réservoir (variante 1).
- La surpression continue (variante 2)
- le système du réservoir d'eau surélevé (distribution en parapluie) (variante 3)

# VARIANTE 1

## LA SURPRESSION CLASSIQUE AVEC RESERVOIR

Un système de surpression classique avec réservoir est composé des éléments suivants :

- Un réservoir sous pression ;
- Pompe de remplissage ;
- Dispositif d'entretien de l'air ;
- Système de commande ;
- Des alarmes pour alerter un dysfonctionnement.

On a opté pour une station de surpression qui vas nous assurer une pression confortable pour les utilisateurs des points les plus défavorable (15eme étages).
Ce système comprend de bâche à eau d'une capacité de 100M3 raccordé aux réseaux principaux et station de Surpresseur raccordé à chaque immeuble.

### A -1- COMPOSANTS DE LA STATION DE SURPRESSION

**La station de surpression comprend :**

1- Groupe électropompe : comprend une pompe et un seul moteur.
2- Pressostats : ce sont des contacts électriques fonctionnant à l'aide de la pression de l'eau. Alors la pompe fonctionne dans le cas où : Pmin (Pmin = 1 bar) et arrêter si :
Pour les pour les bâtiments R+15 : Pmax (Pmax = 5.8 bars)
3- Armoire électrique : comprend les équipements électriques nécessaires à l'automatisation.
4- Réservoir hydropneumatique : assure la pression nécessaire dans le réseau lorsque les pompes sont arrêtées, on l'emploie dans la côte de refoulement.
5- Une poire de niveau : pour la protection de surpresseur dans le cas de manque d'eau.

### A -2- CHOIX DE LA POMPE DE REFOULEMENT

Le débit souhaité ainsi que sa hauteur manométrique correspondante sont rapportés sur les courbes caractéristiques de différentes pompes possibles (données par le constructeur).

Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau à élever.

### A-3- POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe Q=f(H) (donnée par le constructeur) et la caractéristique de la conduite Q=f(ΔH).

### A-4- MODIFICATIONS SUSCEPTIBLES D'ETRE APPORTE UNE POMPE CENTRIFUGE :

Les modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement d'une pompe peuvent être apportées en vue d'adapter celle-ci à des conditions de marche données.

Pour cette fin on procède à une comparaison entre quatre variantes :

a- Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné. Le débit à relever sera supérieur à celui désiré avec la réduction du temps de pompage ;

b- Accepter la caractéristique de la pompe et vanner sur le refoulement. De ce fait on augmente la consommation d'énergie ;

c- Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique (Q-H) par le point P désiré le rendement de la pompe sera d'autant diminué que le rognage sera important ;

d- Conception d'une pompe semblable susceptible de fournir les conditions des données de débit, hauteur et vitesse.

### A-5- ETUDE DE LA CAVITATION

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît au niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point. A l'intérieur de la vanne atteint à ce point la valeur de la tension de vapeur par la température de l'eau.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense des gaz ou des vapeurs dans le liquide en écoulement, dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs vibrants accompagnés de diminution brutale de la hauteur créée et du rendement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée :

NPSHd > NPSHr

NPSHd : Charge nette d'aspiration disponible

$$NPSH_d = \frac{P_0}{W} - (H_a + J_a + h_v) \text{..... (V.1)}$$

Où :

$\frac{P0}{\varpi}$ : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;

Ha : Hauteur d'aspiration (m) ;

Ja : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

Hv : Tension de vapeur (m).

Donc la NPSHd s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration

NPSHr : Charge nette d'aspiration requise

$$NPSH_r = \frac{p\prime}{\varpi} - h_v \text{ ..... (V.2)}$$

Où :

$\frac{P'}{\varpi}$ : Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration ;

La NPSHr est une courbe donnée par le constructeur n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes NPSHd et NPSHr.

- Pour le choix des pompes on a utilisé le logiciel « **CAPRARI** » , il faut assurer 1 bar pour le dernier étage de chaque bâtiment :

$$Q_{dim} = K_S . Q_{app} \text{..... (V.3)}$$

$$ks = \frac{1}{\sqrt{n-1}} \text{..... (V.4)}$$

$Q_{dim}$ : débit dimensionnement

$K_S$ : coefficient de simultanéité

n : nombre de robinet vanne.

$Q_{app}$: débit appelé par les RV du bâtiment.

**Tableau V.1** : les données de débit en fonction de robinet

| Robinet | Débit (l/s) |
|---|---|
| Evier | 0,20 |
| Lavabo | 0,20 |
| Bidet | 0,20 |
| Baignoire | 0,33 |
| WC | 0,12 |
| Lave le linge | 0,20 |
| Laver la vaisselle | 0,10 |

Source : (Dupont, 1979)

$$Hmt = 3n+10+\Delta H$$

$$\Delta H = \Delta H_L + \Delta H_S \text{ ..... (V.4)}$$

$\Delta H_L$: pertes de charge linéaires ou pertes de charge produites par le frottement du fluide sur la paroi de la canalisation. On adopte en générale 0.3 m par étage pour un vitesse de circulation maximum de 2 m/s.

$\Delta H_S$ : pertes de charge singulières ou pertes de charge produites par les accidents de parcours (coudes, tés, ...etc.) et par les organes situant sur le circuit (vannes, ...), elles sont estimées de 20% du pertes de charge linéaires.

## 1.POUR LES BATIMENTS R+15 (64 LOGEMENTS / BATIMENT) :

**Tableau V.2 :** calcul des débits des robinets dans chaque bâtiment

| Robinet | Débit (l/s) |
|---|---|
| Evier | 64*0,20=12.8 |
| Lavabo | 64*0,20=12.8 |
| Bidet | 64*0,20=12.8 |
| Baignoire | 64*0,33=21.12 |
| WC | 64*0,12=7.68 |
| Lave le linge | 64*0,20=12.8 |
| Laver la vaisselle | 64*0,10=6.4 |

$$ks = \frac{1}{\sqrt{(64 * 7) - 1}} = 0.049$$

$Q_{app}$ = 86.4 l/s

$Q_{dim}$ = 86.4*0.049= 4.2336 l/s = 15.241 $m^3$/h

Hmt= $H_b$+10+$\Delta H$

$H_g$ = 16*3 = 48 m $\Delta H_L$ = 0.3*16 = 4.8 m

$\Delta H_S$ = 4.8*0.2 = 0.96 m

$\Delta H$ = 5.52 m

Hmt = 48+10+4.8+0.96 = 63.76 m

**Remarque :**

Nous prenons en compte la profondeur du Bâche a eau, qui est de 4 mètres

Alors : Hmt = 63.76 + 4 = 67.76 m

## 2.CHOIX DU NOMBRE DE POMPES

A partir de logiciel « CAPRARI » on va déterminer le type, les caractéristiques, ainsi que le nombre des pompes nécessaires pour notre station de surpresseur.

- ✓ **Critères du choix de nombre de pompes :**
  - Nombre de pompe minimale.
  - Meilleure rendement.
  - $(NPSH)_r$ minimale.
  - Vitesse de rotation minimale.
  - Puissance absorbé minimale.
  - Assurer le débit et la hauteur
- ✓ **Critère de choix de types de pompes** :
  - Nombre de pompe minimale
  - Assure de débit et la hauteur
  - τ maximale
  - Pabs minimale
  - (NPSH)r minimale
  - Vitesse élevée
  - Encombrement réduite

Nous avons travaillé avec le logiciel « CAPRARI » qui nous a donné les résultats dans le tableau suivant :

$Q_{dim}$=33.8688 l/s HMT= 67.76 m

**Tableau V. 3** : Choix du nombre de pompes

| N | Qf(l/s) | Q (l/S) | n(%) | $H_p$ (m) | N (tr/min) | $P_{abs}$ (kw) | $(NPSH)_r$ (m) | N etages |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | **33.86** | **35.2** | 75.8 | 68.9 | 1450 | 32.1 | 1.71 | 4 |
| 2 | **16.93** | **16.9** | 75.6 | 63.6 | 1450 | 13.9 | 1.91 | 4 |
| 3 | **11.29** | **11.3** | 73 | 63.3 | 1450 | 9.58 | 1.46 | 4 |
| 4 | **8.47** | **8.41** | 70.9 | 62.8 | 1450 | 7.23 | 1.58 | 5 |
| 5 | **6.77** | **6.76** | 71.2 | 63.6 | 1450 | 6.07 | 1.51 | 8 |

On a choisi la variante N01 :

- **Nombre de pompes de secours**

n : nombre de pompes principales

Si : $1 \leq n < 4$ : une pompe de secours

$4 \leq n < 6$ : deux pompes de secours

$6 \leq n$ : trois pompes de secours

➔n =1 ; Donc : le nombre de pompes de secours = 1

**Critères de choix du moteur électrique :**

- Tension d'alimentation [kw]
- Position de l'axe de transmission horizontale ou verticale
- Puissance absorbée de la pompe
- Vitesse de rotation de la pompe
- Vitesse de rotation de moteur Nm
  Nm=Npompe+200
  Nm=203 tr/min

**Tableau V.4** : caractéristique de moteur

| Caractéristique | Type | Pm[kw] | N pôles | Ntr/min | τm (%) | Poids(kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Valeur | 3~ | 11 | 2 | 1450 | 75.8 | 832 |

## 3. BALLON HYDROPNEUMATIQUE

$$Vu = \frac{debit\ de\ la\ pompe\ (l/\min)}{4} = 528\ l \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(V.6)}$$

- Ceci est valable pour une installation avec une pompe jusque 2cv
- Pour les pompes de 2,5 a 4 cv multiplier les résultat par 1,5
- Pour les pompes de 5 a 8 cv multiplier les résultat par 2,5
- Pour les pompes de 9 a 12 cv multiplier les résultat par 3.5

Cette pompes 12 cv alors multiplier en 3.5

$$Vu = 528 * 3.5 = 1848\ l$$

Donc on choisit un ballon hydropneumatique de volume Vu = 2000 l

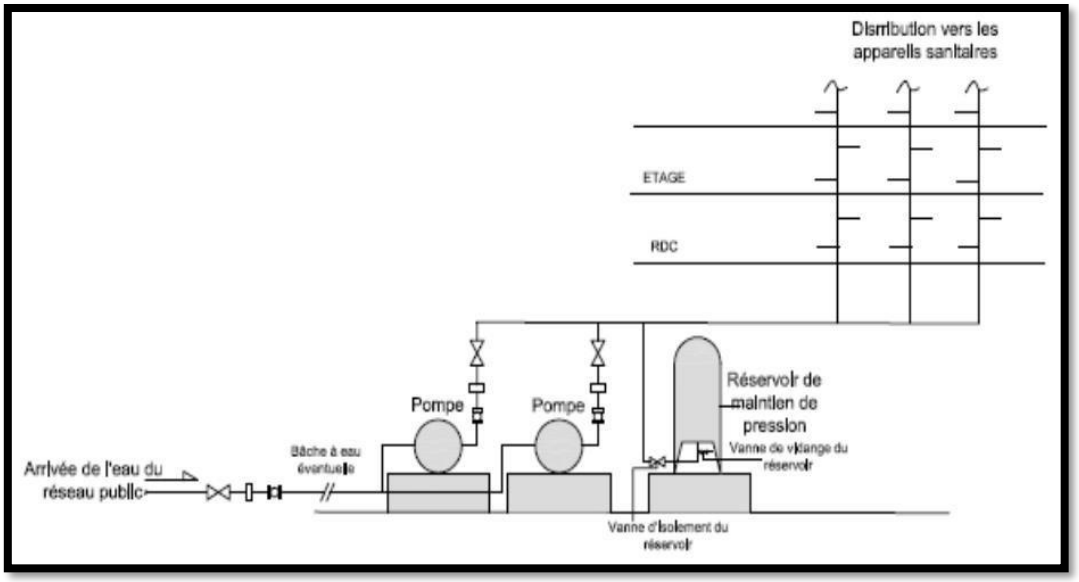



**Figure V .10 :** Schéma simplifié d'un système de pompe hydropneumatique

Source : **(**CADIERGUES Roger, 1995).

### Avantages du système de surpression classique avec réservoir :

- Le système de réservoir peut être situé à n'importe quel endroit pratique du système de distribution d'eau.
- Le réservoir hydropneumatique peut agir comme un coussin pour éviter les coups de bélier.

### Inconvénients du système de surpression classique avec réservoir :

- Il a le cout initial élevé.
- L'espace au sol requis pour les composants est plus important que pour les autres systèmes.

## VARIANTE 2

### A.LA SURPRESSION CONTINUE :

Ce système élimine complètement l'utilisation de réservoirs hydropneumatiques et alimente directement les postes de consommation à l'aide d'une pompe équipée d'un système automatique de maintien de la pression. Ainsi, la pompe fonctionne en continu à plein débit pendant les périodes de pointe, à un débit réduit voire nul pendant les périodes creuses. Le fonctionnement du système ne dépend plus de la pression en aval de la distribution, comme c'est le cas avec les surpresseurs à réservoir, mais de la pression amont, c'est-à-dire celle du réseau de la ville. Source :**(CHARLENT.H, 1984)**

En effet, si la pression de l'eau provenant du réseau public devient suffisante pour assurer la distribution à tous les niveaux, la pompe devient superflue et peut s'arrêter. Sa remise en marche est assurée par le même processus lorsque la pression du réseau de la ville diminue. Chaque installation est équipée d'une armoire électrique spéciale pour la commande et la protection du système

Un système de pompe de surpression est composé des éléments suivants :

- Une pompe de surpression (une ou plusieurs) ;
- Dispositifs de contrôle ;
- Des alarmes pour alerter un dysfonctionnement.

– Nous mettons un surpresseur dans chaque bâtiment (R+15)

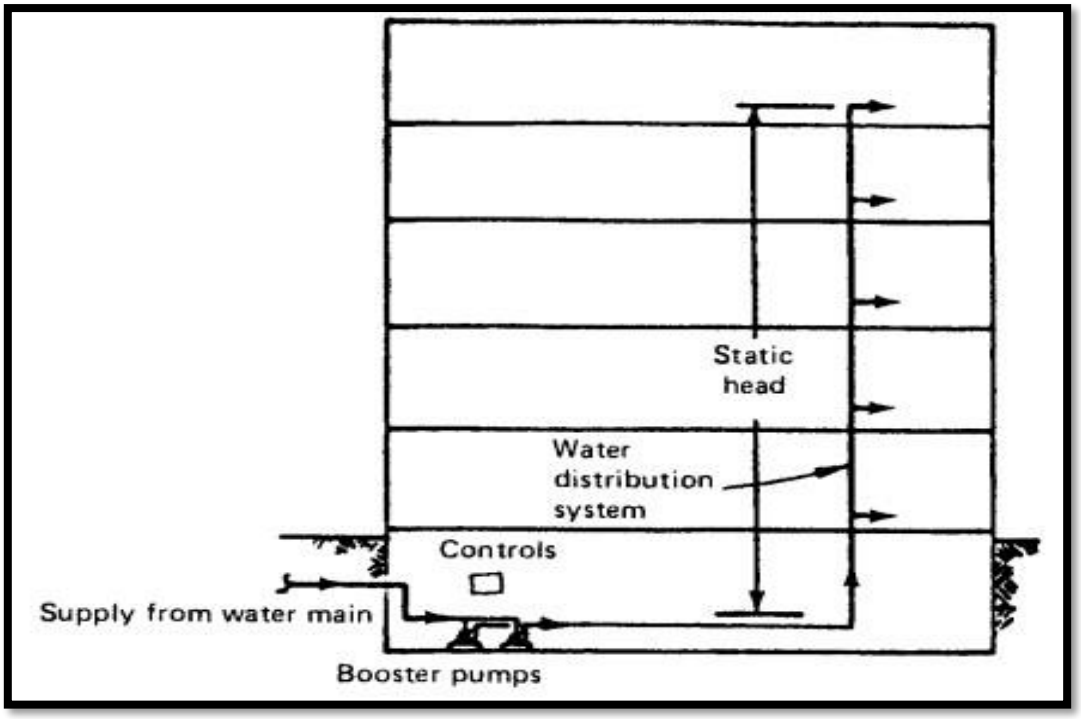



**Figure V .11 :** Schéma simplifié d'un système de pompe de surpression
Source : (Theodore Musialowski)

Pour le choix des pompes nous avons utilisé le logiciel « CAPRARI ». On a assuré 1 bar pour chaque bâtiment les résultats donnés par le logiciel est représenté dans le tableau suivant :

Hmt = 63.76 m

$Q_{dim}$ = 4.2336 l/s = 15.241 $m^3$/h

Choix du nombre de pompes

**Tableau V.5** : Choix du nombre de pompes

| N | Qf(l/s) | Q (l/S) | n(%) | $H_p$ (m) | N (tr/min) | $P_{abs}$ (kw) | $(NPSH)_r$ (m) | N etages |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | **4.2336** | **4.25** | 64.2 | 64.2 | 1450 | 3.99 | 1.78 | 7 |
| 2 | **2.1168** | **2.12** | 61.4 | 65.1 | 1450 | 2.25 | 1.46 | 8 |
| 3 | **1.4112** | **1.39** | 65.7 | 61.5 | 2900 | 1.25 | 12.2 | 7 |

On a choisi la variante N01 :

- **Nombre de pompes de secours**

  ✓ n =1 ; Donc : le nombre de pompes de secours = 1

**Critères de choix du moteur électrique :**

- Tension d'alimentation [kW]
- Position de l'axe de transmission horizontale ou verticale
- Puissance absorbée de la pompe
- Vitesse de rotation de la pompe
- Vitesse de rotation de moteur Nm
  Nm=Npompe+200
  Nm=203 tr/min
- Puissance corrigée de moteur

**Tableau V.6** : caractéristique de moteur

| Caractéristique | Type | Pm[kw] | N pôles | Ntr/min | τm (%) | Poids(kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Valeur | 3~ | 5.5 | 2 | 1450 | 75.8 | 268 |

## Avantages du système de surpression continue :

- Il nécessite moins d'espace au sol ;
- Il présente généralement le cout initial le plus faible ;
- Il s'agit du système le plus flexible en termes de débit et de pression disponibles pour répondre à une variété d'exigences de distribution.

## Inconvénients du système de surpression continue :

- Il a le cout d'entretien élevé ;
- Il coupe l'alimentation en eau de tout le bâtiment en cas de panne électrique ;
- Il a le cout d'exploitation élevé.

## VARIANTE 3

### LE SYSTEME DU RESERVOIR D'EAU SURELEVE (DISTRIBUTION EN PARAPLUIE) :

Ce système consiste à alimenter un ou plusieurs réservoirs par une pompe à l'aide d'une conduite montante et que ce ou ces derniers (réservoir) alimentent à leurs tours les appareils avec des conduites descendantes.

Lorsqu'il s'agit d'un réservoir situé au sommet de l'immeuble, on appelle cette distribution « distribution en parapluie ». Dans le cas où l'on a plusieurs réservoirs situés aux étages (en général il y a un réservoir par hauteur de 10 à 15 étages), c'est la distribution par zone.

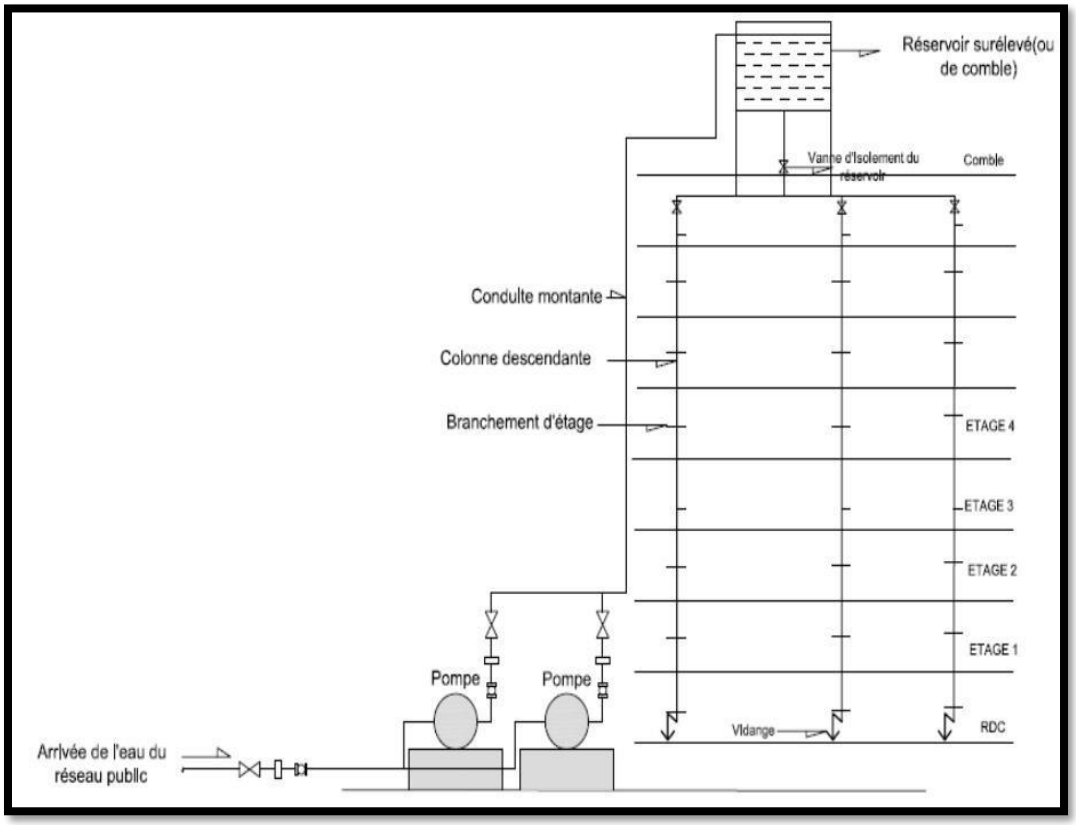



**Figure. V.12 : Un schéma simplifié d'un système de réservoir d'eau surélevé**

Source : (CADIERGUES R.1995)

## . Principe du système

Dans ce système, pour assurer l'alimentation en eau potable des immeubles de grande hauteur, il est nécessaire d'utiliser des pompes et des réservoirs. La sélection et l'installation de ces équipements doivent suivre un certain nombre de réglementations. Les pompes sont utilisées pour aspirer, pomper ou comprimer l'eau. Un réservoir de stockage surélevé est placé au sommet du bâtiment alimenté par une ou plusieurs pompes utilisant une colonne montante et alimentant les étages inférieurs. Source : **(DESSERS Pierre,2007).**

Un niveau minimum de hauteur d'eau doit être assuré dans le réservoir afin d'assurer le débit nécessaire de l'alimentation. Nous avons un réservoir de 100 mètres cubes et une station de pompage qui a été calculée dans la première variante.

La mise en route et l'arrêt des pompes sont assurées à l'aide d'un appareillage électrique commandé par un interrupteur à flotteur placé au niveau du réservoir surélevé. La distribution se fait vers les appareils de façon gravitaire car la ceinture principale est située en dessous du réservoir surélevé.

## Composants du système à réservoir surélevé

Un système de réservoir surélevé est composé des éléments suivants :

- Un réservoir à gravité qui stocke l'eau à la pression atmosphérique.
- Des pompes qui remplissent le réservoir.
- Des commandes qui activent et désactivent la pompe lorsque l'eau à l'intérieur du Réservoir atteint le niveau maximum.
- Des alarmes pour alerter un dysfonctionnement.

## Avantages du système de réservoir d'eau surélevé :

Les avantage de système sont les suivants :

- Il nécessite le moins de composant possible pour contrôler et faire fonctionner le système.
- La distribution d'eau est assurée en cas de défaillance de l'alimentation électrique.
- Le cout d'exploitation sont plus faibles.
- Les besoins de maintenance sont réduits au minimum.
- Les fluctuations de pression dans le système sont faibles.
- Il est simple.

## Inconvénients du système de réservoir d'eau surélevé :

Les inconvénients de système sont les suivants :

- La structure du bâtiment peut nécessiter un renforcement pour supporter le poids Supplémentaire du réservoir et de l'eau ;
- L'eau dans le réservoir et l'eau dans les tuyaux d'alimentation du réservoir sont Susceptible de geler si le réservoir est exposé ;

## V .6. CHOISIR LA MEILLEURE INSTALLATION POUR LES SURPRESSEURS

On choisit la première variante (La surpression classique avec réservoir) car ce système est plus avantageux que les autres, le réservoir pneumatique est un protecteur contre le coup de biller et ce système assure une bonne distribution.

## V .7. DIAMETRE ECONOMIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT ET D'ASPIRATION :

### A. COLLECTEUR DE REFOULEMENT :

#### A.1. Dimensionnement

- Longueur au refoulement
- Type de matériau et prix du mètre linéaire de conduite
- Prix unitaire de Kwh
- Rendement globale de station de pompage

#### A.2. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement

Prendre en considération frais d'investissent tenant de l'amortissement.

#### A.3. Frais d'amortissement :

$$F_{Amo}=A*p_u*L_{ref} \quad \text{..... (V.7)}$$

$$A = \frac{i}{(i+1)^n-1} + i \quad \rightarrow A = 0.089 \quad \text{..... (V.8)}$$

## Avec :

- A : coefficient d'amortissement.
- i : Annuité = (0.08÷ 0.12) ; On prend : i = 0.08
- n : nombre d'année d'amortissement ; On prend : n = 30 ans
- $P_u$ : prix unitaire du mètre linéaire de conduite (pose aussi)
- $L_{ref}$ : longueur de la conduite de refoulement

**Remarque :**

- On pose une série de diamètres approximatifs.
- Le matériau de la conduite PEHD

Pour notre cas nous avons calculé les frais d'investissement en fonction de la variation de diamètre dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 :** frais d'investissement :

| (mm) | A | Lref (m) | Pu (DA) | F Amo (DA) | Finv(DA) |
|---|---|---|---|---|---|
| **250** | 0,089 | 336,38 | 11754,94 | 351917,278 | 4306044 |
| **200** | 0,089 | 336,38 | 7652,84 | 229109,346 | 2803371,67 |
| **180** | 0,089 | 336,38 | 6253,15 | 187205,679 | 2290640,28 |
| **160** | 0,089 | 336,38 | 4943,39 | 147994,32 | 1810851,85 |
| **140** | 0,089 | 336,38 | 3812,51 | 114138,238 | 1396590,35 |
| **125** | 0,089 | 336,38 | 3096,38 | 92698,867 | 1134259,17 |
| **110** | 0,089 | 336,38 | 2340,53 | 70070,365 | 857377,847 |

### A.4.1. Calcul de la perte de charge totale

Pour le calcul des pertes de charge linéaires on utilise la formule de DARCY WEISBARCH.

Qui s'exprime comme suit :

$$\Delta Ht = (1.05 \div 1.1) * \Delta Hl \dots \dots \dots \dots \dots (V.9)$$

**Tel que :**

$\Delta Hl$ **:** la perte de charge linéaire (m).

$$\Delta Hl = \frac{\lambda * Lref * v2}{2 * g * d} \dots \dots \dots (V.10)$$

**Tel que :**

$\Delta Hl$ **:** la perte de charge linéaire (m).

$L_{ref}$ : la longueur de la conduite de refoulement (m).

D : diamètre de la conduite (m).

V : la vitesse moyenne d'écoulement (m/s), avec :

$$V = \frac{4*Q}{\pi * D^2} \dots \dots \dots \dots . (V.11)$$

λ : le coefficient de frottement linéaire calculé par la formule de NIKURADZI

$$\lambda = (1.14\text{-}0.86*\mathrm{Ln}\frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots . (V.12)$$

Avec : ε c'est la rugosité absolue de la conduite.

### A.4.2. Hauteur manométrique totale

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Hmt = Hg + \Delta H \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (V.13)$$

### A.4.3. La puissance absorbée par la pompe

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times Q \times H}{\eta_P \times \eta_{acc} \times \eta_m} \dots\dots\dots\dots (V.14)$$

**Tel que :**

$\eta_{rés}$ : rendement du réseau électrique qui est égale à 98 %.

$\eta_m$ : rendement du moteur électrique qui est égale à 76%

$\eta_{acc}$ : rendement de l'accouplement 100%.

### A4.4. Calcule de l'énergie sur une année (kwh) :

$$E = P_{abs} \times T \dots\dots\dots\dots (V.15) \quad (kWh).$$

**T :** durée de pompe /année :

T=20*365=7300 h

### A.4.5. Frais d'exploitation :

$$F_{am} = E \times P_u \dots\dots\dots\dots (V.16)$$

$P_u$ : prix unitaire de (kWh) est : 5.34 DA

- En se basant sur les Hmt et les puissances on calcule les frais d'exploitation dans le tableau suivant :

**Tableau V.8 :** frais d'exploitation

| D (mm) | $D_{int}$ (mm) | L(m) | Q ($m^3/s$) | V (m/s) | λ | ΔH (m) | $H_{MT}$ | Pabs(kw) | E(kwh) | Fexp(DA) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **110** | 90 | 336,38 | 0,034 | 5,347 | 0,012 | 74,459 | 136,459 | **77,951** | **569046,73** | **3038709,54** |
| **125** | 102,2 | 336,38 | 0,034 | 4,146 | 0,012 | 38,490 | 100,490 | **57,404** | **419054,611** | **2237751,62** |
| **140** | 114,6 | 336,38 | 0,034 | 3,297 | 0,012 | 21,247 | 83,247 | **47,554** | **347151,026** | **1853786,48** |
| **160** | 130,8 | 336,38 | 0,034 | 2,531 | 0,012 | 10,702 | 72,702 | **41,531** | **303177,955** | **1618970,28** |
| **180** | 147,2 | 336,38 | 0,034 | 1,998 | 0,011 | 5,801 | 67,801 | **38,731** | **282739,468** | **1509828,76** |
| **200** | 163,6 | 336,38 | 0,034 | 1,618 | 0,011 | 3,355 | 65,355 | **37,334** | **272540,466** | **1455366,09** |
| **250** | 204,6 | 336,38 | 0,034 | 1,034 | 0,010 | 1,053 | 63,053 | **36,019** | **262940,24** | **1404100,88** |

– Le graphe représente les frais d'investissements et d'exploitation d'une conduite. L'intersection entre les deux graphes est appelée le diamètre économique, qui représente le point où les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation se rencontrent et où l'équilibre financier est atteint indiqué dans le graphe suivant :

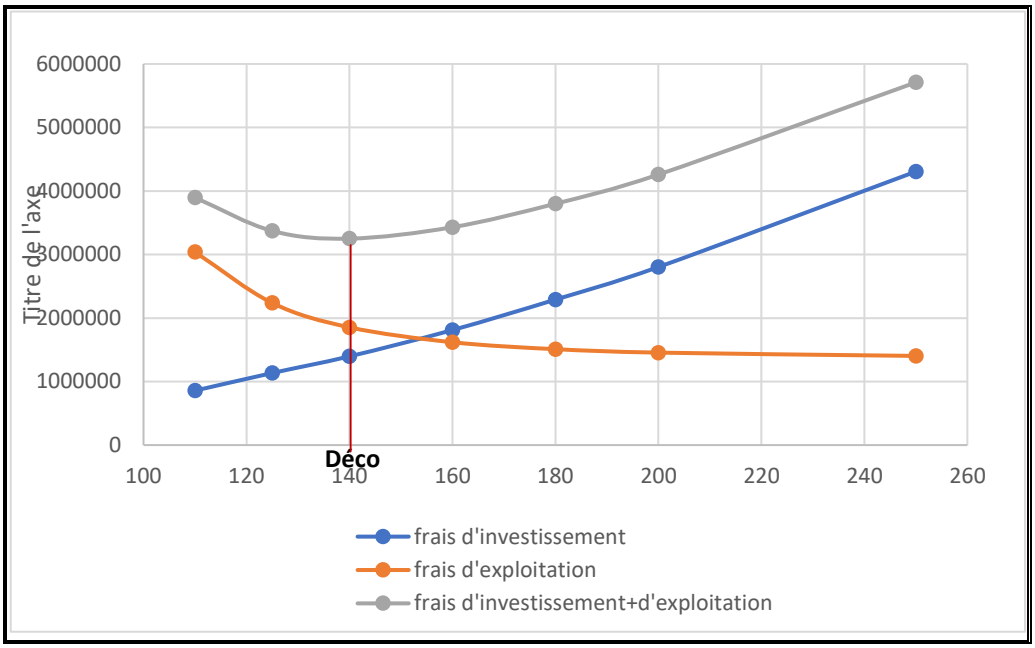



**Figure V.13 :** Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

## A. Diamètre économique :

La valeur optimale du diamètre correspondante au minimum du coût (Fexp+Fam) et

en même temps il faut vérifier la condition 0.6 < $V_{réf}$ < 3 pour le PEHD.

$V_{ref}$ : la vitesse dans la conduite de refoulement

Pour cela **: Déco= 140 mm** (c'est le diamètre intérieur)

Nous avons donc choisi un diamètre 160mm (PN16) avec un diamètre intérieur de 138mm

Alors on a choisi le diamètre de 160mm (PN16) de diamètre intérieur 138 mm

$$V_{ref} = \frac{4*0.034}{\pi*0.138\text{^}2} = 2.27\ (m/s)$$

## B. Collecteur d'aspiration :

Le nombre de conduite d'aspiration égale nombre de pompe installée ($N_{con}$=1)

### B.1. Dimensionnement :

Q=Va Sa On fixe une vitesse admissible selon le type de matériaux, et on calcule le diamètre de la conduite d 'aspiration :

On prend : Va=1m /s

Va : La vitesse d'aspiration.

$$Da = \sqrt{\frac{Q*4}{\pi*Va}} = \sqrt{\frac{4*0.034}{\pi*1}}$$ =208.6 mm =250 mm

Da : diamètre de la conduite d'aspiration

Il faut que : Da>da

Avec :

da : le diamètre de la tubulure d'aspiration de la pompe(da=125mm)

d : la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol

Tel que :

- d = 0,3m pour Da inférieur ou égale 500mm
- d= 1m pour Da supérieur ou égale 500mm

On a :

Da inférieur ou égale 500mm
donc : on prend d=0,3m

**Remarque :**

Raccordement des conduites avec conduite de refoulement : Raccordement oblique pour diminuer les pertes de charge.

**C.1. Le point de fonctionnement de la pompe :**

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [Hp-Q] et la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q]. La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non-cavitation et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal

– Le tableau représente les courbes caractéristiques de la pompe et la conduite

**Tableau V.9**: les courbes caractéristiques de la pompe et la conduite.

| Q(m3/s) | 0,003 | 0,00755 | 0,011 | 0,0151 | 0,0189 | 0,0227 | 0,0264 | 0,03 | 0,034 | 0,038 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\Delta H(m)$ | 0,0304 | 0,1927 | 0,409 | 0,771 | 1,208 | 1,742 | 2,356 | 3,043 | 3,909 | 4,881 |
| Hc(m) | 62,030 | 62,193 | 62,409 | 62,771 | 63,208 | 63,742 | 64,356 | 65,042 | 65,908 | 66,881 |
| Hp(m) | 89,4 | 87,4 | 86,3 | 84,5 | 82,4 | 80,3 | 77,2 | 74,2 | 70,2 | 65,5 |

– Un graphe représentatif du point du fonctionnement de la pompe.

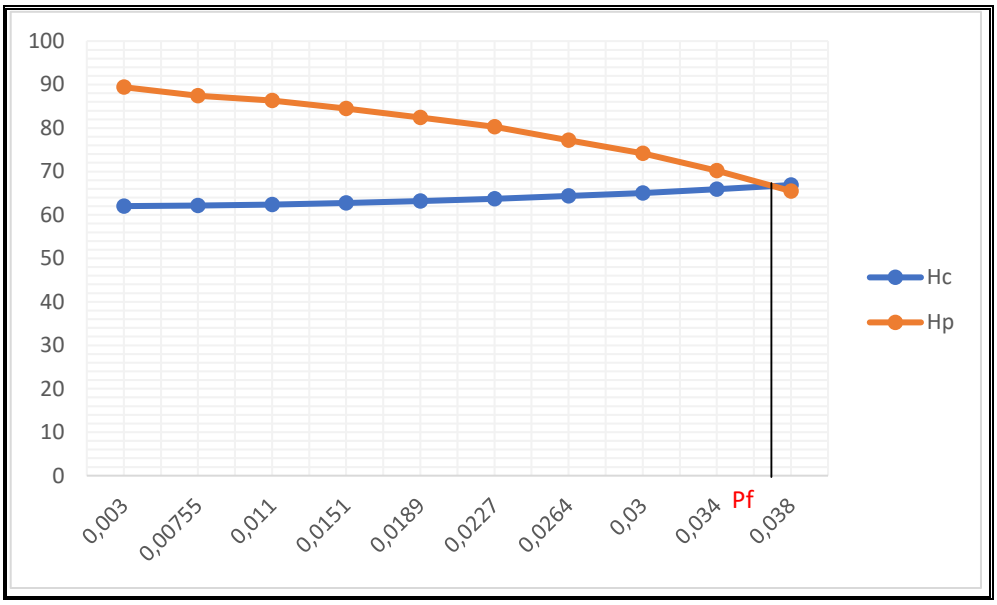



**Figure V.14 :** point de fonctionnement de la pompe.

$Q_{pf}$ =0.036 (l/s)

[0.9$Q_{dim}$: 1.1 $Q_{din}$] = [0.0306 :0.037]

– Si le débit de la pompe se situe dans l'intervalle spécifié, cela indique un bon fonctionnement de la pompe

## V .8. EQUIPEMENTS EN AMONT ET EN AVAL DE LA POMPE :

### V .8.1. Équipements en amont de la pompe

- **Conduite d'aspiration**

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

- **Joints :**

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée d'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors du montage et le démontage de la pompe.

- **Convergent d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieure de notre convergent.

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

### V .8.2. Équipements en aval de la pompe :

- **Divergent :**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible.

- **Clapet de non-retour :**

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- **Vanne de régulation :**

Elle est munie de capteurs qui suit leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé.

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible

- **Collecteur de refoulement :**

Il sert a véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économiques.

- **Le by-pass :**

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression Ha existant à l'aspiration. Le clapet interdit cependant le retour d'eau.

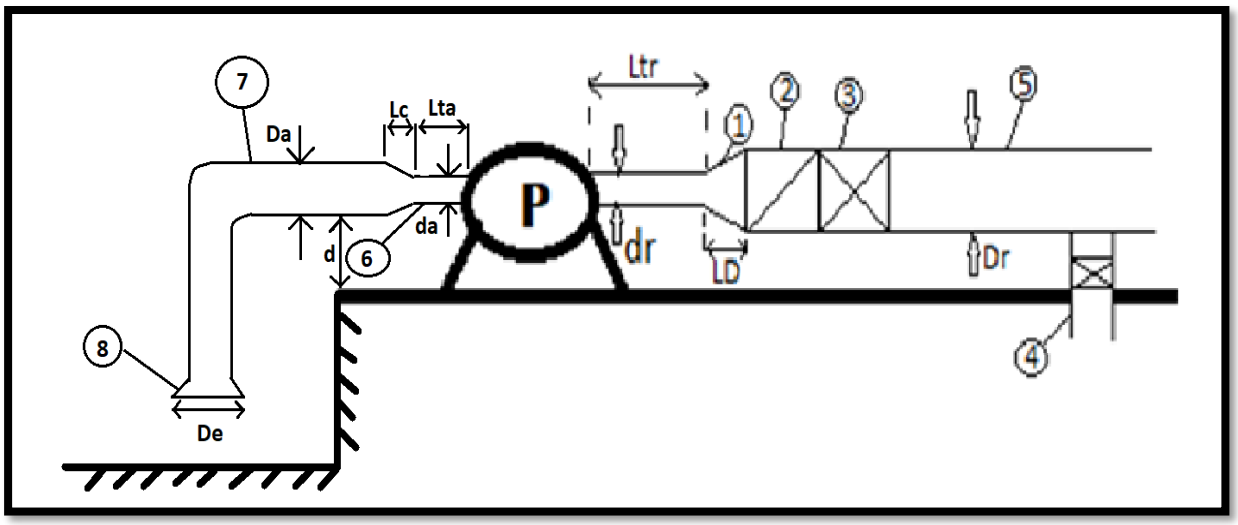



**Figure V.15 :** Les équipements en aval et en amont de la pompe.

Avec :

1-Divergent

2-Clapet anti-retour DN=Dr

3-Vanne de refoulement DN=Dr

4-Vanne de vidange Dv=0,25*Dr.

5-Conduite de refoulement

6-tubulure d'aspiration de la pompe da (donné par le fournisseur) =40 mm

7-Conduite d'aspiration.

8-La tulipe d'aspiration.

Da : diamètre de la conduite d'aspiration, déterminé en vérifiant la vitesse admissible.

Da>da.

De : diamètre de la tulipe d'aspiration. De= (1,2 à 1,5) Da

Lta : longueur de la tubulure d'aspiration. Lta>2*Da

Lc : longueur du convergent. Lc= (3,5 à 4) *(Da-da)

d : espacement entre le sol et la conduite d'aspiration

Si Da <500mm ⟹ d=30cm

Si Da >500mm ⟹ d=1m

dr : tubulure de refoulement de la pompe (donné par le fournisseur) = 40mm

Ltr : longueur de la tubulure de refoulement, avec Ltr> 2Dr

LD : Longueur du divergent. LD= (3,5 à 4) *(Dr-dr).

Dr : Diamètre de la conduite de refoulement est déterminé par une étude technico-économique.

**Tableau V.10 :** Récapitulatif de dimension des équipements en aval et en amont de la pompe

| Paramètre | Valeur |
|---|---|
| **Équipements en amont de la pompe** | |
| Divergeant | LD=140 mm |
| Clapet anti-retour | DN=160 mm |
| Vanne de refoulement | DN=160 mm |
| Vanne de vidange | Dv=40 mm |
| Longueur de la tubulure de refoulement | Ltr= 330 mm |
| **Équipements en aval de la pompe** | |
| Tulipe d'aspiration | De= 330 mm |
| Longueur de la tubulure d'aspiration | Lta= 510 mm |
| Convergeant | Lc= 437.5 mm |
| L'espacement entre le sol est la conduite | d= 30 cm |

## V.9.DIMENSIONNEMENT DU BATIMENT :

- **La hauteur du bâtiment :**

$$Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9 \dots \dots \dots \dots \dots \text{(V. 16)}$$

Avec :

- $h_5$ : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{réserve}$
- $h_p$ : Hauteur de la pompe est égale à 695 mm
- $h_{socle}$ : Hauteur de socle est égale à 0.3 m ;
- $h_{réserve}$ : Hauteur de réserve = 0,5 m ;

Donc : $h_5 = 695 + 300 + 500 = 1495$ mm ;

- $h_6$ : Hauteur réservée à l'homme $h_6 = 2{,}2$ m.
- $h_7$ : Hauteur du plan roulant $h_7 = 0{,}3$ m.
- $h_8$ : Hauteur profilée $h_8 = 0{,}8$ m ;
- $h_9$ : Hauteur de sécurité $h_9 = 0{,}5$ m ;

A.N: $H_b = 1{,}495 + 2{,}2 + 0{,}3 + 0{,}8 + 0{,}5 = 5{,}29$ m

Alors $H_b$ est normalisé a 5,4 m.

- **La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + 2S \dots \dots \dots \dots \dots \text{(V. 17)}$$

Avec:

- $n_p$: nombre de pompes = 02 pompes (tenant compte de la pompe de secours).
- L : Longueur de la pompe + moteur, L = 2002 mm.
- $L_{int}$ : Distance entre deux pompes voisines, Lint = (0,8-1,2) m, On prend : $L_{int}$ =0,8 m.
- $L_{pf}$ : Longueur de la plate-forme, $L_{pf}$ = 4 m.
- $L_r$ : Longueur de l'armoire électrique, $L_r$ = (2-3) m, on prend $L_r$ = 2 m.
- S : épaisseur du mur, S = 0,3 m.

A.N: $L_b$= 2*2.002+0,8+4+2+0,6 = 12 m.

- **La largeur de la salle des machines :**

La largeur de la salle des machines est calculée par la formule suivante :

$$l_m = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_p + 2S \dots \dots \dots \dots \dots \text{(V. 18)}$$

Avec :

- $l_1$ : Distance entre le mur et le premier organe $l_1$= (0,2÷0.3) m, On prend 0,3m.
- $l_2$ : Distance entre les tubulures $l_2$= 0,9m.
- $l_3$: Longueur des accessoires à l'aspiration.
- $l_4$ : Longueur des accessoires au refoulement.
- $L_p$ : Longueur de la pompe.

A.N : $l_m$= 0,3+0,9+1.277+1.658+0.44+2*0,3 = 5.175 m

Alors on prend $l_m$= 4m.

## V .8. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de choisir la meilleure variante selon des critères bien précises. Pour cette variante, on a projeté et dimensionné une station de pompage, un raccordement sur bâche, ballon pneumatique et le réseau de distribution.

# CHAPITREVI :

# DIMENSIONNEMENT DE COLONNE MONTANTE

## VI .1. INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les dimensions appropriées de la colonne montante des bâtiments en fonction du nombre d'appareils présents dans chaque bâtiment. Dans notre projet, nous avons identifié trois types de bâtiments : R+5, R+9 et R+15.

## VI .2. DEFINITION DE COLONNE MONTANTE :

Les colonnes montantes sont les conduites d'eau collectives qui approvisionnent en eau chaque étage d'un immeuble et sur lesquelles sont raccordées les conduites individuelles qui alimentent chaque logement.

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

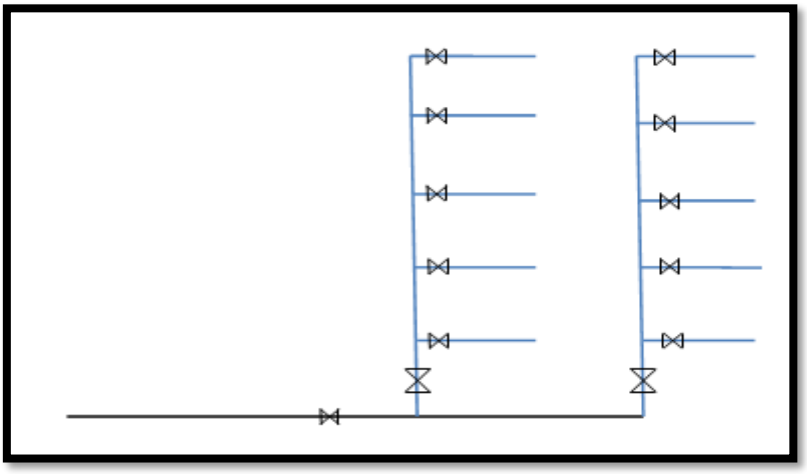
La distribution intérieure représente le réseau privé qui achemine l'eau potable du branchement de la conduite de ville vers les consommateurs.

On distingue plusieurs modes de distribution :

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

### VI .3.1. Distribution directe:

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

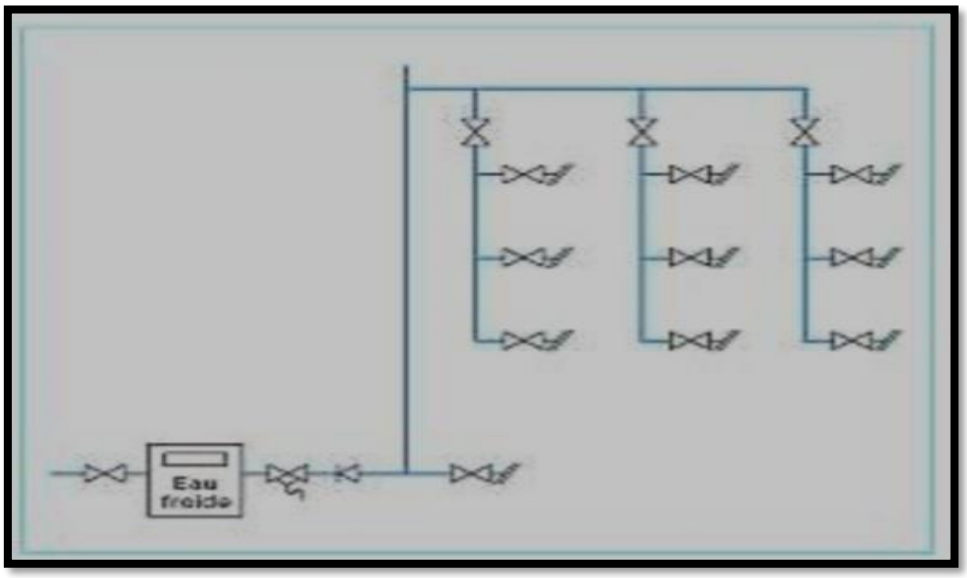


**Figures VI.1:** distribution directe

(Source : iast.unIV-setif.dz)

### VI .3.2. Distribution en parapluie :

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




**Figures VI.2 :** distribution en parapluie

(Source: iast.unIV-setif.dz)

### VI .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 10à15 étages.

La figure suivante représente la distribution par un réservoir surélevé :

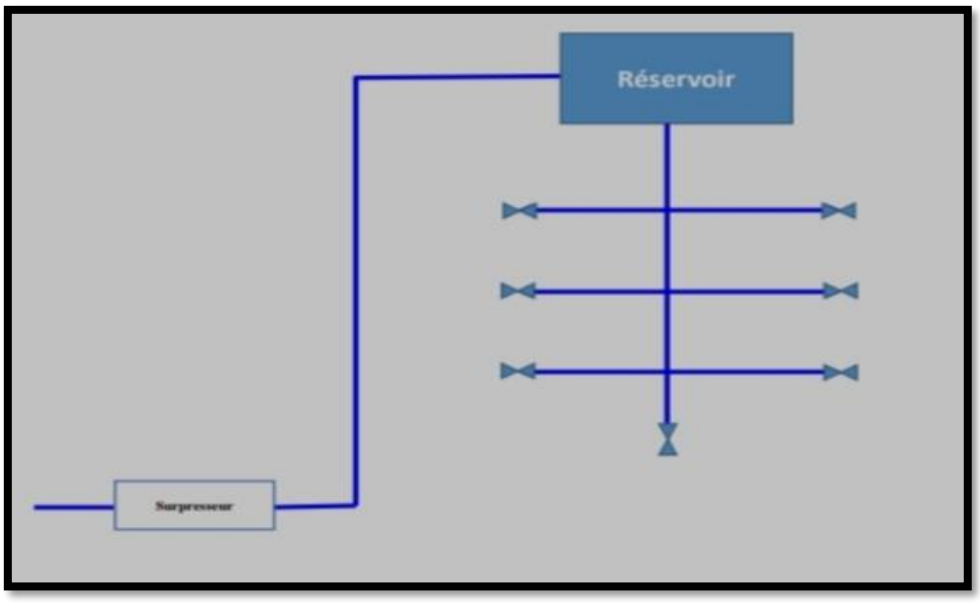
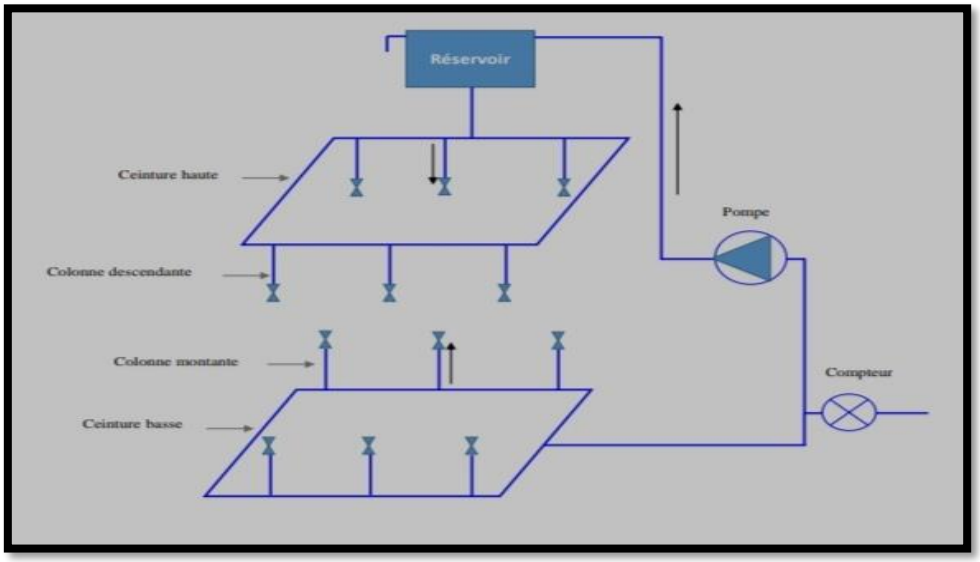



**Figure VI.3 :** distribution par un réservoir surélevé

(Source: iast.unIV-setif.dz)

### VI .3.4. Distribution mixte :

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




**Figures VI.4 :** distribution mixe

(Source : iast.unIV-setif.dz)

## VI .4. CHOIX DE TYPE DE DISTRIBUTION :

Dans notre projet nous choisissons le premier type de distribution (distribution directe) comme nous l'avons mentionné dans le chapitre précèdent.

## VI .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.

## VI .6. METHODES DE CALCUL :

### VI .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 Qp correspond rarement à ouverture simultanée de tous les robinets. Cependant on peut prendre comme pointe le produit des q par un coefficient ks.

$$KS = \frac{1}{\sqrt{n-1}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.1)}$$

n : nombre de d'appareils de puisage.

$K_S$ : coefficient de simultanéité

### VI .6.2. Calculer de débit brut :

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

$$Qbrut = Qapp * A \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.2)}$$

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

Le débit moyen des appareils sont estimé à 0,2 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 = 7

### VI .6.3. Calculer le débit probable :

Le débit probable Qr est obtenu en multipliant le débit brut par le coefficient de simultanéité $K_S$.

$$Qprobale = KS * Qbrut \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.3)}$$

La détermination de débit probable par le tableau suivant :

**Tableau VI.1** : calcul des débits

| Bâtiment | Nombre d' appareils | Coefficient de simultanéité | Débit de (l/s) brut | Débit de (l/s) probable |
|---|---|---|---|---|
| R+5 | 168 | 0,077 | 33,6 | 2,5872 |
| R+9 | 280 | 0,06 | 56 | 3,36 |
| R+15 | 448 | 0,049 | 89,6 | 4,3904 |

**Remarque :**

Nous remarquons que ce coefficient diminue quand le nombre de robinets augmente.

**VI .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 :

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

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 ;

### VI .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 compris entre 0,5m/s et 1,5m/s, ne doit pas dépasser 2m/s pour éviter le bruit dû aux vibrations.

### VI .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 d'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 doit du raccordement du branchement : Pression (calculer) = (N+3) +J1+ J2 ou (N+5)+J1+J2 inferieur à Pz ;**Source : (Dupont, 1979)**

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

$$\Delta H_l = \frac{k * l * Q^{\beta}}{D_{av}^{m}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.5)}$$

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

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

K : coefficient de perte de charge,

D : Diamètre de conduite,

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

$J2 = 1.10 * \Delta H_l$,

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

**Tableau VI.2** : coefficients et exposants de la perte de charge

| Tuyau | K' | M | β |
|---|---|---|---|
| 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)

L'acier a été choisi en fonction des exigences du maitre d'ouvrage.

- Le tableau suivant donnée le paramètre hydraulique de colonne montant :

**Tableau VI.3:** 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+5 | 2,5872 | 46 | 55 | 1,08 | 0,63 | 24.13 |
| R+9 | 3,36 | 53 | 60 | 1,18 | 1,3 | 36,8 |
| R+15 | 4,3909 | 61 | 70 | 1,14 | 1,41 | 56.91 |

Dans la distribution gravitaire, on prendra un diamètre de 55 mm pour tous les bâtiments (R+5) et un diamètre de 60 mm pour (R+9). Quant à la distribution forcée dans les bâtiments (R+15), on choisira un diamètre de 70 mm

La pression minimale dans la distribution gravitaire est de 40,10 m c e (cas pointe + incendie) au niveau du nœud 60 du réseau de distribution, ce qui est supérieur à la pression calculée de 36,8 m c e. Pour les autres bâtiments, la pression calculée est inférieure à la pression du réseau, ce qui est vérifié.

Pour la distribution forcée, nous avons une hauteur de pompe de 68,9 m, ce qui est supérieur à la pression calculée de 56,91 m c e. Donc, cela est vérifié.

**Remarque :**

La pression de notre système atteignait 16 bars, ce qui nécessitait l'utilisation d'équipements (robinet, codes, Thi …etc.) capables de résister à cette pression.

## VI .7. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons effectué des calculs pour déterminer les coefficients de simultanéité des colonnes montantes. Ces coefficients de simultanéité représentent les coefficients de pointe d'un bâtiment et permettent de déterminer le débit probable ainsi que le dimensionnement des conduites verticales.

# CHAPITRES VII : MANAGEMENT DE PROJET

## VII.1. INTRODUCTION :

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

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

Les différents types de pose sa 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 ENGINS DU TERRASSEMENT :

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

- Une pelle hydraulique.
- Un chargeur.
- Un vibrateur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.
- Un camion.

## 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 :

- Enlèvement de la couche végétale
- Réalisation des fouilles
- Largeur de la tranchée
- La profondeur de la tranchée

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

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 couche à décaper est donné par la formule suivants :

$$V\,cr = L.b.e \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII. 1)}$$

Avec :

$V_{cr}$ : volume de terre décapée en ($m^3$) ;

L : longueur totale des tranchées 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 doser ;

**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 des caractéristiques 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 puisse travailler 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 :

$$B = D + (2 * 30cm) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.2)}$$

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite ;

**D) La profondeur de la tranchée :**

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 :

$$Htr = D + H1 + H2 \quad \text{..... (VII.3)}$$

Avec :

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

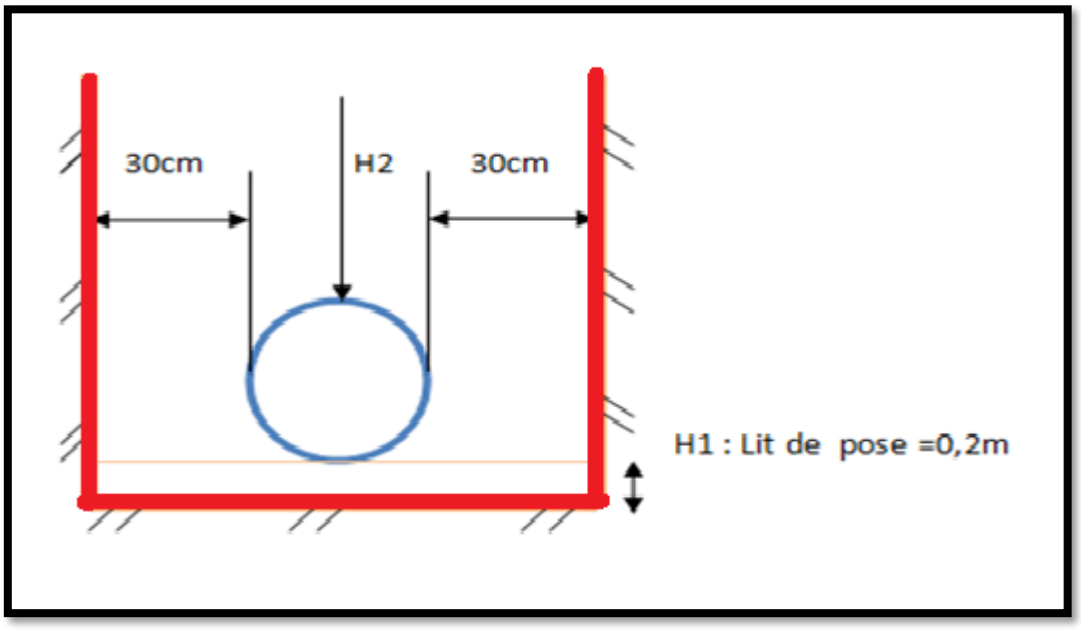
H1 : épaisseur de lit du pose prise égale à 0,2m ;

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 en profil en long ;

La figure suivante représente une coupe verticale de la conduite :




**Figures 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.

$$Str = Htr * B \quad \text{..... (VII.4)}$$

Avec :

Str : la section de tranchée ($m^2$).

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 suivants :

$$Vtr = Str * L \quad \text{..... (VII.5)}$$

Avec :

Vd : volume de déblai ($m^3$) ;

Str : la section de tranchée ($m^2$) ;

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

Le tableau suivant donnée la quantité de déblais 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) |
| Réseau de distribution | 41 | 250 | 0,85 | 1,65 | 57,50 | 69,003 | 6,77 |
| | 477,37 | 200 | 0,8 | 1,6 | 611,0336 | 733,24032 | 76,38 |
| | 1031.99 | 160 | 0,76 | 1,56 | 1223,53 | 1468,23 | 160,99 |
| | 290,7 | 140 | 0,74 | 1,54 | 331,28172 | 397,53806 | 44,77 |
| | 939,829 | 125 | 0,725 | 1,525 | 1039,0984 | 1246,9181 | 143,32 |
| | 1123,83 | 110 | 0,71 | 1,51 | 1204,8581 | 1445,8298 | 169,69 |
| | 199,34 | 63 | 0,663 | 1,463 | 193,35362 | 232,02434 | 29,16 |
| | 2019,71 | 50 | 0,65 | 1,45 | 1903,5767 | 2284,292 | 292,86 |
| | 312,27 | 40 | 0,64 | 1,44 | 287,78803 | 345,34564 | 44,97 |
| **TOTAL** | 6094,659 | | | | 6852,02 | 8222,42 | 968.91 |

**Remarque :** pour le réseau de distribution la profondeur de tranchée dépond au profil en long, et le coefficient de foisonnement égale 20% fois le volume d'excavation (dépond de la nature de sol).

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

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15m d'épaisseur nivelée suivants 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 :

$$Vsable = Ssable * L \quad \text{..... (V.6)}$$

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

$S_{Sable}$ : surface de lit de sable ; $Ssable = e * b$ ..... (V.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 :

$$Vr = Vd - [(surface\ de\ conduite * L) + Vsable] \quad \text{..... (VI.8)}$$

Vr : volume de remblai ; L : longueur de conduite ;

Vd : volume de déblai ($m^3$) ; $V_{sable}$ : 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 | Largeur | V, lit du sable | V, remblais |
|---|---|---|---|---|---|
| Unité | (ml) | (mm) | (m) | (m3) | (m3) |
| Réseau de distribution | 41 | 250 | 0,85 | 6,97 | 62.05 |
| | 477,37 | 200 | 0,8 | 76,3792 | 576,94938 |
| | 1031.99 | 160 | 0,76 | 156.86 | 996.39 |
| | 290,7 | 140 | 0,74 | 43,0236 | 245,41301 |
| | 939,829 | 125 | 0,725 | 136,27521 | 708,02899 |
| | 1123,83 | 110 | 0,71 | 159,58386 | 744,65144 |
| | 199,34 | 63 | 0,663 | 26,432484 | 75,520624 |
| | 2019,71 | 50 | 0,65 | 262,5623 | 606,99859 |
| | 312,27 | 40 | 0,64 | 39,97056 | 75,052221 |
| **TOTAL** | | | | 908.06 | 4091.054 |

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

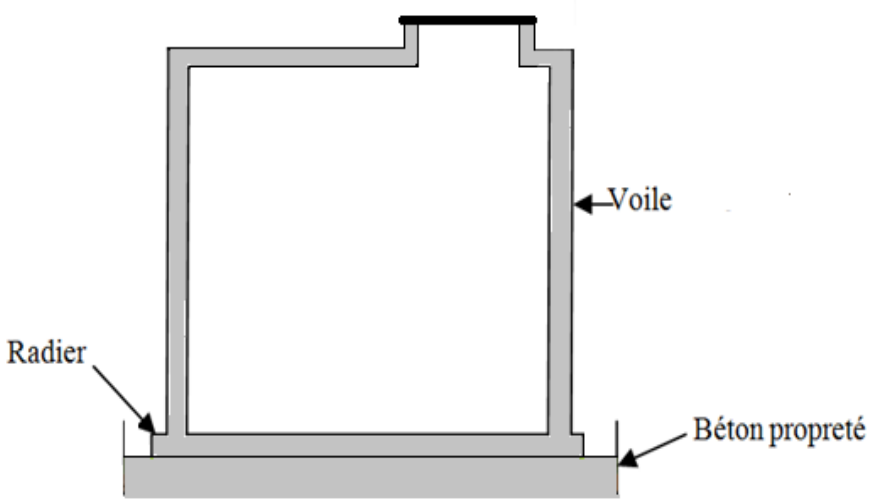
Le tableau suivant représente devis quantitatif et estimatif :

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

| Diamètre de conduite d'adduction (PN16) et distribution (PN16) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Linéaire (ml) | Unité | Diamètre (mm) | Prix Unitaire (DA) | Montant estimatif (DA) |
| 41 | ml | 250 | 44557 | 1826837 |
| 477,37 | ml | 200 | 28803,04 | 13749707,2 |
| 1031.99 | ml | 160 | 7425,44 | 7662979.8 |
| 290,7 | ml | 140 | 4793,05 | 1393339,64 |
| 939,829 | ml | 125 | 2999,42 | 2818941,9 |
| 1123,83 | ml | 110 | 1599,76 | 1797858,28 |
| 199,34 | ml | 63 | 1110,15 | 221297,301 |
| 2019,71 | ml | 50 | 808,67 | 1633278,89 |
| 312,27 | ml | 40 | 523,32 | 163417,136 |
| les accessoires et Pièces spéciales en AEP | | | | 11 000 000 |
| Désignation des travaux | Unité | Quantité | prix unitaire (DA) | Montant estimatif (DA) |
| Décapage | m3 | 968,91 | 300 | 290673 |
| Déblai | m3 | 8222,42 | 500 | 4111210 |
| Pose de lit de sable | m3 | 908.06 | 1000 | 908060 |
| Remblai | m3 | 4091.05 | 300 | 1227315 |
| Montant total | | | | 37804915.20 DA |
| Montant TVA (19%) | | | | 7182933.89 DA |
| **Montant total (TTC)** | | | | **44987849.09 DA** |

## VII.6. CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA BACHE A EAU :

La bâche d'eau projeté dans capacité 100 $m^3$, et la figure suivante représente les éléments de bâche à eau :




**Figures VII.2 :** les éléments de réservoir

- **Déblai :**

$$V_D = (L*l) *H \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (VII.9)}$$

**Avec :**

L :la longueur (m) ; L = 7m

l : la largeur (m) ;l= 7m

H : la hauteur du terrassement ; H=5m

$V_D$ =7*7*5 = 245 $m^3$

- **Volume de béton de propreté :**

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6m des proies extérieures de la bâche à eau. Le volume de béton propreté donne par la formule suivante :

$$V_{bp} = L_{bp}*l_{bp}* H_{bp} . \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (VII.10)}$$

**Avec :**

$L_{bp}$ :la longueur de béton de propreté **(**m) ; $L_{bp}$ = 6.2 m

$L_{bp}$ : la largeur de béton de propreté **(**m) ; $l_{bp}$= 6.2 m

$H_{bp}$ : la hauteur de béton de propreté ; $H_{bp}$=0.2 m

$V_{bp}$ = 6.2*6.2*0.2 = 7.688 $m^3$

- **Béton armé :**

Les éléments de la bâche à eau dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radier de la bâche a eau.
- Voiles de la bâche a eau.
- Dalle de la bâche a eau.

Les éléments du réservoir, sont estimés par la formule suivant

- **Pour le radier :**

$$V_r = Lr*lr*H_r \text{……. (VII.11)}$$

**Avec :**

$H_r$ : hauteur de radier (m) ; $H_r$ = 0.3 m

$L_r$ : la longueur de béton de radie (m) ; $L_r$ = 5.4 m

$l_r$ : la largeur de béton de (m) ; $l_r$ = 5.4 m

$V_r$ =5.4*5.4*0.3 = 8.748 $m^3$

- **Pour le Voiles :**

$$V_v = L_v*e*Hv \text{ ……. (VII.12)}$$

**Avec :**

$H_v$ : hauteur de le voiles (m) ; $H_v$ = 4.2 m

$L_v$ : la longueur de voiles (m) ; $L_v$ = 20.8 m

e : l'épaisseur de voiles (m) ; e = 0.2 m

$V_v$ = 5.2*20.8*0.2=17.472 $m^3$

- **Pour la Dalle :**

$$V_d = S_d * e \text{ ……. (VII.13)}$$

Avec

$S_d$ : la surface de la dalle (m) ; $S_d$ = 29.16 $m^2$

e : l'épaisseur de la dalle (m) ; e = 0.2 m

$V_d = 29.16*0.2 = 5.832\ m^3$

## VIV.7. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE BACHE A EAU :

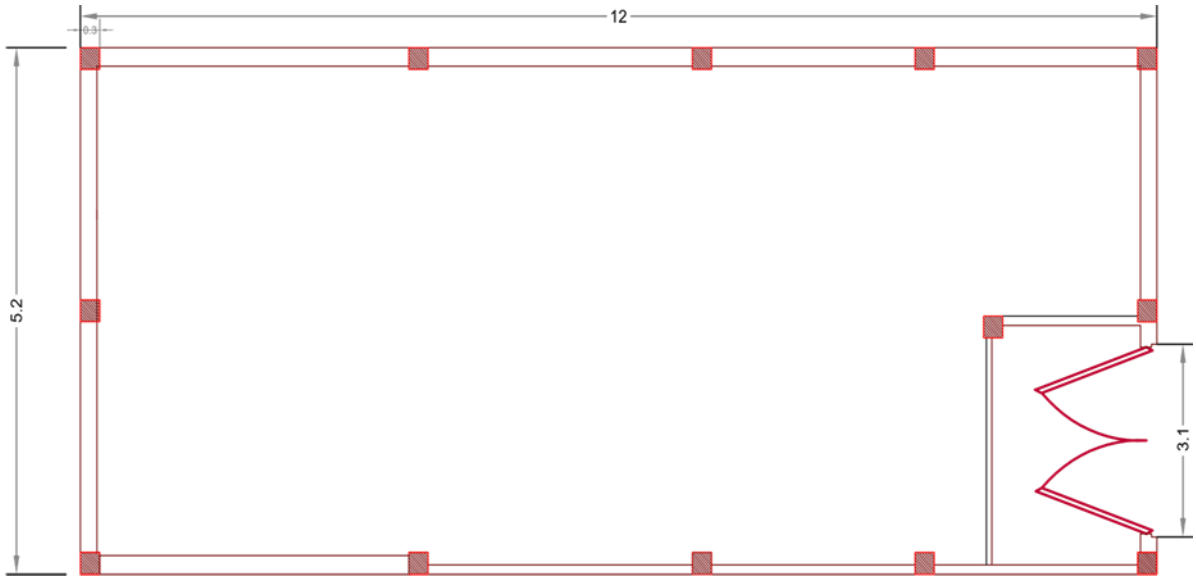
Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif de la bâche à eau de notre projet :

**Tableau VII.4 : Devis quantitatif et estimatif de bâche eau**

| **Désignation des travaux** | **Unité** | **Quantité** | **Prix unitaire (DA)** | **Montant total (DA)** |
|---|---|---|---|---|
| **Terrassement** | | | | |
| Déblais de bâche a eau | $m^3$ | 245 | 500 | 122500 |
| **Construction en béton** | | | | |
| Béton propreté | $m^3$ | 7,688 | 12000 | 92256 |
| Béton armé | $m^3$ | 32,058 | 50000 | 1602900 |
| Montant total | DA | 1817656 | | |
| Montant TVA (19%) | DA | 345354,64 | | |
| **Montant total** (TTC) | **DA** | **2 163 010,64** | | |

## VII.8. CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA STATION DE SURPRESSEUR :

Figure suivante représente les éléments de la station de surpresseur :




**Figures VII.3 :** la station de surpresseur

- **Les dimensions de la station de pompage :**

• L : Longueur de station de pompage :12m

• l : Largeur de station de pompage :5.2m

• $V_f$ : Fouille :1*1*1 (m×m×m)

• $V_s$ : Semelle :1*1*0.4 (m×m×m)

• $V_d$ : Demi-poteau :30*30*60 (cm×cm×cm)

• $S_g$ : Longrine :30*40 (cm×cm)

• D : Dalles ($D_{inf}$ = $D_{ext)}$ =7cm

• P : Poteaux :30*30*5.29 (cm×cm×cm)

- **Décapage de terre végétale :**

$$V_{déc}=L'*l'*e_{déc}\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (VII.14)}$$

e : l'épaisseur de décapage (m) ; e = 0.2 m

L': Longueur de station de pompage (m) :L'=14 m

l': Largeur de station de pompage (m) : l'= 7.2 m

$V_{déc}$=20*7.7*0.2 = 20.16 $m^3$

- **Déblai des fouilles :**

On a : 13 poteaux

$$V_{df} = V_f * N \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.15)}$$

N : Nombre des poteaux.

$D_f = 1*1*1*13 = 13m3$

- **Béton de propreté dosé à 150kg/m3 sous semelles :**

$$V_{bp} = L_f * l_f * e_{bp} * N_f \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.16)}$$

$L_f$ : Longueur de fouilles (m) ; $L_f$ = 1m

$l_f$ : Largeur de fouilles (m) ; $l_f$ = 1m

$e_{bp}$ : l'épaisseur de béton de propreté (m) ; $e_{bp}$ = 0.2m

$N_f$ : Nombre de fouilles ; $N_f$ = 13

$V_{bp} = 1*1*0.2*13 = 2.6\ m^3$

- **Béton armé dosé à 350kg/m3 pour semelle**

$$V_{bs} = L_f * l_f * e_s * N_f \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.17)}$$

$e_s$ : l'épaisseur de béton armé

$V_{bs} = 1*1*0.3*13 = 3.9\ m^3$

- **Béton armé dosé à 350kg/m3 de demi-poteau :**

$$V_D = V_d * N_d \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.18)}$$

$N_d$ : Nombre de demi-poteau ; $N_d$ : 13

$V_D = 0.4*0.4*0.6*13 = 1.248\ m^3$

- **Remblai des fouilles :**

$$V_r = V_f - (V_{bp} + V_{bs} + V_{demi\text{-}poteau}) \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.19)}$$

$V_R = 13-(2.6+3.9+1.248) = 5.252\ m^3$

- **Béton de propreté dosé à 150kg/m3 de sous longrine**

$$V_p = l_g * e_p * \sum L_g \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.19)}$$

$\sum L_g$ : la somme de longueur de longrine (m) ; 34.4 m

$l_g$ : Largeur de longrine (m) ; 0.4 m

$V_p = 0.4*0.2*34.4 = 2.752\ m^3$

- **Béton armé dosé à 350 kg/m3 de longrine (inf § sup) :**

$$Vg = (S_g * \sum L_g) - (S_p * \sum L_P) \quad \text{…… (VII.20)}$$

$\sum L_g$ : la somme de longueur de longrine (m) ; 34.4 m

$S_p$ : surface de poteaux ($m^2$) ;( 0.3*0.4) $m^2$

$\sum Lp$ :la somme de longueur de poteaux (m) ; 5.2 m

$S_g$ : surface de longrine ($m^2$) ;(0.3*0.4) $m^2$

$Vg = (0.12*34.4) - (0.12*5.2) = 3.504 m^3$

- **Béton armé dosé à 350kg/m3 de poteau :**

$$V_p = S_p * H_p * N_P \quad \text{…… (VII.21)}$$

$S_p$ : surface de poteau ($m^2$) ; (0.4*0.4) $m^2$

$H_p$ : hauteur de poteau (m) ; 5.29 m

$N_P$ : nombre de poteau (m) ; 13 poteaux

$V_p = 0.16*5.29*13 = 11\ m^3$

- **Remblai des casiers :**

$$V_{rc} = L_c * lc * e_{rc} \quad \text{…… (VII.22)}$$

$l_c$ : Largeur de remblai des casiers (m) ; 4.6 m

Lc : Longueur de remblai des casiers (m) ; 11.4 m

$e_{rc}$ : l'épaisseur de remblai des casiers (m) ;0.3 m

$V_{rc} = 4.6*11.4*0.3 = 15.73\ m^3$

- **Béton armé dosé à 350kg/m3 des dalles (inf § sup) :**

$$V_{b\text{-}dalle} = L_c * lc * e_b \quad \text{…… (VII.23)}$$

$e_b$ : l'épaisseur de la chape (m) ; $e_b = 0.07$ m

$V_{b\text{-}dalle} = 5.175*12*0.07 = 4.347\ m^3$

- **Nombres des poutrelles :**

$l_{poutrelles} + l_{hourdis} = 0.5+0.1=0.6$m

$L_{longrine} = 12$ m

$$N_{poutrelles} = L_{longrine} / (L_{poutrelles} + L_{hourdis}) \quad \text{…… (VII.24)}$$

$N_{poutrelles} = (12/0.6) = 20$ piasse

$L_{poutrelles}$ : La langueur de poutrelles (m) ;

$$L_{poutrelles} = (L_g - 2l_g) + (0.5l_g * 2) \quad \text{…… (VII.25)}$$

$L_g$ : longueur de longrine (m) ; 5.175 m

$l_g$ : Largeur de longrine (m) ; 0.3 m

$L_{poutrelles}$= (5.175-0.6) + (0.3) = 4.575 m

- **Nombre d'hourdis**

$$N_{\textbf{hourdis}} = (Lg / l_h) *( N_{poutrelles} +2) \ldots\ldots\ldots \text{(VII.26)}$$

$l_h$ : Largeur d'hourdis (m) ; 0.2 m

$N_{\textbf{hourdis}}$ = (4.575/0.2)*22 = 504 piasses

- **Nombre des briques**

On a : 5 fenêtrés et portail

$$Nb = 2*(Nt – (N_f * S_F + N_P *S_P)) /S_b \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.27)}$$

$N_f$ : nombre de fenêtre ; 5

$N_P$ : nombre de portail ; 1

$S_F$ : surface de fenêtre ($m^2$) ; (1*1.2) $m^2$

$S_P$ : surface de portail ($m^2$) ; (3.1*2.5) $m^2$

$N_t$ : surface de la mur ($m^2$) ; (34.4*5.29) $m^2$

$S_b$ : surface de brique ($m^2$) ; (0.3*0.2)

1. Nb =2*(181.9776- (5* 1.2+1*7.75) /0.06) = 5607 piasses

- **Surface de crépissage :**

$$S_{cré}=2* (Nt – (N_f * S_F + N_P *S_P)) \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.28)}$$

$S_{cré}$=2*(181.9776 -(5*1.2+1*7.75) =336.4552 $m^2$

## VII.9. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA STATION DE POMPAGE :

Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif de la station de pompage de notre projet :

**Tableau VII.5 :** Devis quantitatif et estimatif de la station de surpresseur

| **Désignation des travaux** | **Unité** | **Quantité** | **Prix unitaire (DA)** | **Montant total (DA)** |
|---|---|---|---|---|
| **Terrassement** | | | | |
| Décapage | $m^3$ | 20.16 | 300 | 6048 |
| Déblai | $m^3$ | 13 | 500 | 122500 |
| **Construction en béton** | | | | |
| Béton de propreté dosé à 150kg/m3 | $m^3$ | 6,808 | 12000 | 92256 |
| Béton armé dosé à 350kg/m3 | $m^3$ | 43,128 | 50000 | 2156400 |
| Remblai | m3 | 38,528 | 300 | 11558.4 |
| Crépissage | $m^2$ | 393,3 | 1000 | 393300 |
| Poutrelles de longueur 6,3m | Paisse | 32 | 1500 | 48000 |
| Hourdi | Paisse | 1071 | 50 | 53550 |
| Brique | Paisse | 6555 | 30 | 196650 |
| Fenêtre | Paisse | 5 | 15000 | 75000 |
| Portail | Paisse | 1 | 100000 | 100000 |
| **les équipements** | | | | |
| Pompe | Paisse | 2 | 1200000 | 2400000 |
| **Les accessoires et pièces spéciales** | | | | 1000000 |
| Montant total | DA | 6116172 | | |
| Montant TVA (19%) | DA | 1162072.68 | | |
| **Montant total (TTC)** | **DA** | **7278244.68** | | |

- Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif du devis estimatif de notre projet

**Tableau VII.6 :** récapitulatif du devis estimatif du projet

| Désignation | Montant totale (DA) |
|---|---|
| Conduite de réseau distribution | 44 987 849,09 |
| Bâche a eau | 2 163 010,64 |
| Station de surpresseur | **7 278 244.68** |
| **Montant global** | **54429104.41** |

## VII.10. 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 taches et leurs durées.

Dans notre projet, nous utilisons deux méthodes :

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

**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 commencement au plus tôt.

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

**MT :** Marge totale.

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

**Méthode à flèche :** une méthode ou les flèches représente une étape et le sommet représente les taches.

### VII.10.1. DIFFERENTES TACHES DE REALISATION :

- **Réalisation de la bâche a eau :**

Les taches concernant la réalisation d'une bâche à eau et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

**Tableau VII.7 :** les taches de réalisation de réservoir

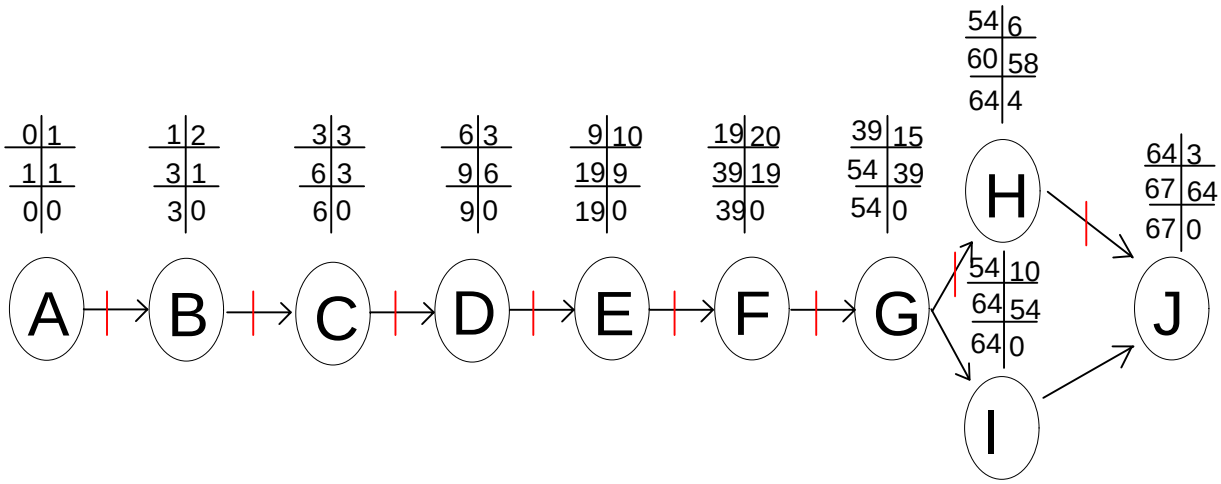
| Notation | Opération | Durée (jours) |
|---|---|---|
| A | Décapage | 1 |
| B | Excavation | 2 |
| C | Pose de tout venant | 3 |
| D | Coulage du béton de propreté | 3 |
| E | Coulage du béton armé de radier | 10 |
| F | Coulage béton armé de la voile de la bâche | 20 |
| G | Coulage béton armé du la dalle de la bâche | 15 |
| H | Remblayage et compactage | 6 |
| I | Maçonnerie et finition générale | 10 |
| J | Nettoyage | 3 |

**La méthode à nœud :**

Le chemin critique :

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 :




**Figures VII.4 : Réseau a nœud de bâche a eau**

Alor DTP= 67 jours ; et le chemin critique= A-B-C-D-E-F-G-H-J ;

- **Réalisation de la station de surpresseur :**

4Les taches concernant la réalisation d'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

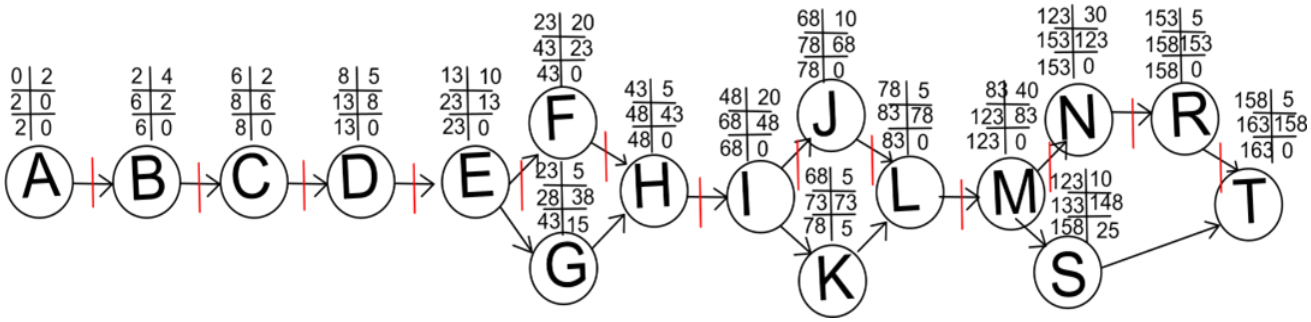
**Tableau VII.8** : la tache de réalisation de la station de surpresseur

| Notation | Opération | Durée (jours) |
|---|---|---|
| A | Décapage | 1 |
| B | Excavation des fouilles | 4 |
| C | Pose de tout venant | 2 |
| D | Coulage du béton de propreté de semelles | 5 |
| E | Coulage du béton armé de semelles | 10 |
| F | Coulage béton armé de demi-poteau | 20 |
| G | Remblayage et compactage des fouilles | 5 |

| | | |
|---|---|---|
| H | Coulage béton propreté sous longrine inf | 5 |
| I | Coulage béton armé de longrine inf | 20 |
| J | Coulage des poteau | 10 |
| K | Remblayage et compactage des casiers | 5 |
| L | Coulage de dalle inf | 5 |
| M | Coulage de longrine sup +dalle sup | 40 |
| N | Maçonnerie et finition générale | 30 |
| R | Montage de portail et les fenêtres | 5 |
| S | Nettoyage | 10 |
| T | Installation des pompes | 5 |

**Méthode à nœud :**

Le figure ci-après représente réseau à nœud de réseau :




**Figures VII.5: Réseau a nœud de la station de pompage**

Alor Date Total de réalisation de la station de pompage= 163 jours ; et le chemin critique= A-B-C-D-E-F-H-I-J-L-M-N-R-T ;

- **Réalisation de réseau de distribution :**

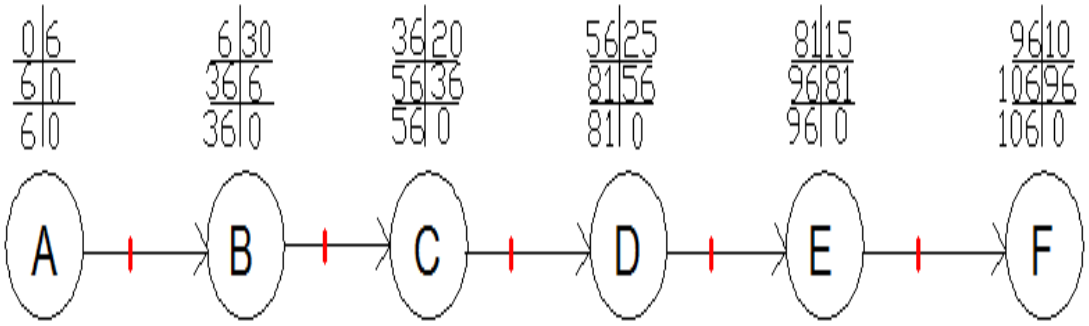
Le tableau suivant représenté les taches de réalisation de réseau de distribution

**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 :**

Le figure ci-après représente réseau à nœud de réseau de distribution :




**Figures VII.6 : réseau a nœud de réseau de distribution**

**Alor :** DTP= 106 jours ; et le chemin critique= A-B-C-D-E-F;

## VII.11. CONCLUSION :

Nous avons présenté les travaux de réalisation qui seront effectués, le planning des taches

D'autre part, nous avons estimé les volumes nécessaires des travaux, estimé également le coût total du projet **54429104.41 DA** et la durée totale de réalisation du projet estimée à 9 mois.

# CONCLUSION GENERALE

Dans notre étude approfondie sur l'alimentation en eau potable dans la nouvelle ville de BOUINAN jusqu'en 2053, nous avons abordé cinq points clés.

Tout d'abord, nous avons effectué une analyse approfondie des besoins en eau potable, en tenant compte de la croissance démographique et des normes de potabilité.

Ensuite, nous avons dimensionné un réseau de distribution maillé composé de conduites en polyéthylène haute densité PN16, assurant ainsi une distribution équilibrée de l'eau.

De plus, nous avons dimensionné une station de surpression et une bâche d'eau pour garantir une pression suffisante et une réserve adéquate.

Nous avons également établi une répartition ordinaire des pressions (40 m ce à 68 m ce) et des vitesses de circulation de l'eau (0,3 m/s à 3 m/s).

Enfin, nous avons inclus une section sur la gestion de projet et l'organisation du chantier, permettant ainsi d'établir un devis estimatif et quantitatif du projet. Ces résultats nous permettent de recommander des solutions techniques et une planification adéquate pour assurer un approvisionnement en eau potable fiable et durable à la nouvelle ville de Bouinan.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## BIBLIOGRAPHIE

*Livre de main d'hydraulique générale.(armando lecastre)*

*Livre de main d'hydraulique générale appliquée. (michel carlier)*

Dupont. (1979). *hydrulique urbaine (Tome II).* Paris.

*HYDRALIQUE GENERALE ET APPLIQUEE.* (1972). Eyrolles.

KADI, L. *Cours d'alimentation en eau potable.*

*Programme MEDA DE L'Union Européenne l .* (2010).

ROZENTAL, M. (2010). *La modulation de pression.*

Salah, B. (2014). *Alimentation en eau potable des agglomérations.* Blida: ENSH.

**ANNEXE**

**Annexe IV.1 :** La suite de tableau de débit nodal cas point+ incendie :

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

| les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n10 | Tronçon p5 | 34,49 | 0,01342 | 0,46 | 0,23 |
| n11 | Tronçon p43 | 244 | 0,01342 | 3,27 | 4,29 |
| | Tronçon p79 | 334,75 | 0,01342 | 4,49 | |
| | Tronçon p26 | 61,4 | 0,01342 | 0,82 | |
| n12 | Tronçon p26 | 61,4 | 0,01342 | 0,82 | 1,69 |
| | Tronçon p77 | 29,75 | 0,01342 | 0,39 | |
| | Tronçon p40 | 161,8 | 0,01342 | 2,17 | |
| n13 | Tronçon p43 | 244 | 0,01342 | 3,27 | 2,97 |
| | Tronçon p44 | 39,53 | 0,01342 | 0,53 | |
| | Tronçon p7 | 159,5 | 0,01342 | 2,14 | |
| n14 | Tronçon p7 | 159,5 | 0,01342 | 2,14 | 1,07 |
| n15 | Tronçon p64 | 19,75 | 0,01342 | 0,26 | 0,76 |
| | Tronçon p80 | 34,51 | 0,01342 | 0,46 | |
| | Tronçon p8 | 59,12 | 0,01342 | 0,79 | |
| n16 | Tronçon p8 | 59,12 | 0,01342 | 0,79 | 0,39 |
| n17 | Tronçon p49 | 39,34 | 0,01342 | 0,52 | 0,92 |
| | Tronçon p9 | 96,38 | 0,01342 | 1,29 | |
| | Tronçon p50 | 2,743 | 0,01342 | 0,03 | |

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

| les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n18 | Tronçon p9 | 96,38 | 0,01342 | 1,29 | 0,64 |
| n19 | Tronçon p50 | 2,743 | 0,01342 | 0,03 | 1,05 |
| | Tronçon p10 | 105,6 | 0,01342 | 1,41 | |
| | Tronçon p51 | 48,45 | 0,01342 | 0,65 | |
| n20 | Tronçon p10 | 105,6 | 0,01342 | 1,41 | 0,70 |
| n21 | Tronçon p79 | 334,76 | 0,01342 | 4,49 | 3,35 |
| | Tronçon p78 | 142,95 | 0,01342 | 1,91 | |
| | Tronçon p11 | 21,93 | 0,01342 | 0,29 | |
| n22 | Tronçon p11 | 21,93 | 0,01342 | 0,29 | 0,14 |
| n23 | Tronçon p78 | 142,95 | 0,01342 | 1,91 | 1,37 |
| | Tronçon p77 | 29,75 | 0,01342 | 0,39 | |
| | Tronçon p12 | 32,58 | 0,01342 | 0,43 | |
| n24 | Tronçon p12 | 32,58 | 0,01342 | 0,43 | 0,21 |
| n25 | Tronçon p60 | 26,53 | 0,01342 | 0,35 | 1,12 |
| | Tronçon p61 | 66,1 | 0,01342 | 0,88 | |
| | Tronçon p13 | 75,15 | 0,01342 | 1,00 | |
| n26 | Tronçon p13 | 75,15 | 0,01342 | 1,00 | 0,50 |
| n27 | Tronçon p62 | 44,27 | 0,01342 | 0,59 | 1,20 |
| | Tronçon p63 | 65,29 | 0,01342 | 0,87 | |
| | Tronçon p14 | 69,87 | 0,01342 | 0,93 | |

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

| les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n28 | Tronçon p14 | 69,87 | 0,01342 | 0,93 | 0,46 |
| n29 | Tronçon p74 | 30,02 | 0,01342 | 0,40 | 0,72 |
| | Tronçon p15 | 41,14 | 0,01342 | 0,55 | |
| | Tronçon p75 | 36,23 | 0,01342 | 0,48 | |
| n30 | Tronçon p15 | 41,14 | 0,01342 | 0,55 | 0,27 |
| n31 | Tronçon p57 | 42,02 | 0,01342 | 0,56 | 1,27 |
| | Tronçon p56 | 73,05 | 0,01342 | 0,98 | |
| | Tronçon p16 | 74,2 | 0,01342 | 0,99 | |
| n32 | Tronçon p16 | 74,2 | 0,01342 | 0,99 | 0,49 |
| n33 | Tronçon p58 | 25,76 | 0,01342 | 0,34 | 1,17 |
| | Tronçon p59 | 74,47 | 0,01342 | 0,99 | |
| | Tronçon p17 | 75,43 | 0,01342 | 1,01 | |
| n34 | Tronçon p17 | 75,43 | 0,01342 | 1,01 | 0,50 |
| n35 | Tronçon p46 | 27,27 | 0,01342 | 0,36 | 0,72 |
| | Tronçon p47 | 36,26 | 0,01342 | 0,48 | |
| | Tronçon p18 | 44,22 | 0,01342 | 0,59 | |
| n36 | Tronçon p18 | 44,22 | 0,01342 | 0,59 | 0,29 |
| n38 | Tronçon p76 | 71,34 | 0,01342 | 0,95 | 0,47 |

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

| les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n40 | Tronçon p20 | 83,37 | 0,01342 | 1,11 | 0,55 |
| n41 | Tronçon p37 | 73,56 | 0,01342 | 0,98 | 1,09 |
| | Tronçon p38 | 42,42 | 0,01342 | 0,56 | |
| | Tronçon p21 | 46,68 | 0,01342 | 0,62 | |
| n42 | Tronçon p21 | 46,68 | 0,01342 | 0,62 | 0,31 |
| n44 | Tronçon p22 | 72,79 | 0,01342 | 0,97 | 0,48 |
| n46 | Tronçon p23 | 70,73 | 0,01342 | 0,94 | 17,47 |
| n47 | Tronçon p68 | 52,07 | 0,01342 | 0,69 | |
| | Tronçon p73 | 297,7 | 0,01342 | 3,99 | |
| | Tronçon 1 | 36 | 0.01342 | 0.48 | 3.44 |
| | Tronçon p24 | 127,6 | 0,01342 | 1,71 | |
| n48 | Tronçon p25 | 227,3 | 0,01342 | 3,05 | |
| | Tronçon p55 | 53,41 | 0,01342 | 0,71 | |
| | Tronçon p69 | 195,2 | 0,01342 | 2,61 | 3,63 |
| | Tronçon p29 | 65,37 | 0,01342 | 0,87 | |
| n49 | Tronçon p25 | 65,37 | 0,01342 | 0,87 | |
| | Tronçon p45 | 61,19 | 0,01342 | 0,82 | 1,11 |
| | Tronçon p44 | 39,53 | 0,01342 | 0,53 | |

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

| les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n50 | Tronçon p29 | 65,37 | 0,01342 | 0,87 | 0,64 |
| | Tronçon p27 | 6,884 | 0,01342 | 0,09 | |
| | Tronçon p30 | 23,43 | 0,01342 | 0,31 | |
| n51 | Tronçon p32 | 37,33 | 0,01342 | 0,50 | 0,53 |
| | Tronçon p27 | 6,884 | 0,01342 | 0,09 | |
| | Tronçon p28 | 35,68 | 0,01342 | 0,47 | |
| n52 | Tronçon p39 | 176,1 | 0,01342 | 2,36 | 2,26 |
| | Tronçon p28 | 35,68 | 0,01342 | 0,47 | |
| | Tronçon p34 | 126,1 | 0,01342 | 1,69 | |
| n53 | Tronçon p30 | 23,43 | 0,01342 | 0,31 | 1,13 |
| | Tronçon p76 | 71,34 | 0,01342 | 0,95 | |
| | Tronçon p31 | 74,65 | 0,01342 | 1,00 | |
| n54 | Tronçon p31 | 74,65 | 0,01342 | 1,00 | 0,50 |
| n55 | Tronçon p32 | 37,33 | 0,01342 | 0,50 | 1,30 |
| | Tronçon p33 | 73,71 | 0,01342 | 0,98 | |
| | Tronçon p20 | 83,37 | 0,01342 | 1,11 | |
| n56 | Tronçon p33 | 73,71 | 0,01342 | 0,98 | 0,49 |
| n57 | Tronçon p34 | 126,1 | 0,01342 | 1,69 | 1,90 |
| | Tronçon p35 | 84,61 | 0,01342 | 1,13 | |
| | Tronçon p37 | 73,56 | 0,01342 | 0,98 | |

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

| les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n58 | Tronçon p38 | 42,42 | 0,01342 | 0,56 | 0,28 |
| n59 | Tronçon p40 | 161,8 | 0,01342 | 2,17 | 2,49 |
| | Tronçon p41 | 33,76 | 0,01342 | 0,45 | |
| | Tronçon p39 | 176,1 | 0,01342 | 2,36 | |
| n60 | Tronçon p42 | 39,93 | 0,01342 | 0,53 | 0,26 |
| n63 | Tronçon p47 | 36,26 | 0,01342 | 0,48 | 0,24 |
| n64 | Tronçon p48 | 103,3 | 0,01342 | 1,38 | 1,02 |
| | Tronçon p74 | 30,02 | 0,01342 | 0,40 | |
| | Tronçon p64 | 19,75 | 0,01342 | 0,26 | |
| n65 | Tronçon p81 | 24,73 | 0,01342 | 0,33 | 1,04 |
| | Tronçon p48 | 103,3 | 0,01342 | 1,38 | |
| | Tronçon p46 | 27,27 | 0,01342 | 0,36 | |
| n66 | Tronçon p65 | 290,7 | 0,01342 | 3,90 | 3,50 |
| | Tronçon p72 | 192 | 0,01342 | 2,57 | |
| | Tronçon p49 | 39,34 | 0,01342 | 0,52 | |
| n67 | Tronçon p62 | 44,27 | 0,01342 | 0,59 | 0,63 |
| | Tronçon p52 | 1,359 | 0,01342 | 0,01 | |
| | Tronçon p51 | 48,45 | 0,01342 | 0,65 | |
| n68 | Tronçon p52 | 1,359 | 0,01342 | 0,01 | 0,86 |
| | Tronçon p53 | 101,2 | 0,01342 | 1,35 | |
| | Tronçon p60 | 26,53 | 0,01342 | 0,35 | |

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

| les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n69 | Tronçon p53 | 101,2 | 0,01342 | 1,35 | 0,86 |
| | Tronçon p58 | 25,76 | 0,01342 | 0,34 | |
| | Tronçon p54 | 2,153 | 0,01342 | 0,02 | |
| n70 | Tronçon p54 | 2,153 | 0,01342 | 0,02 | 0,65 |
| | Tronçon p57 | 42,02 | 0,01342 | 0,56 | |
| | Tronçon p55 | 53,41 | 0,01342 | 0,71 | |
| n71 | Tronçon p56 | 73,05 | 0,01342 | 0,98 | 0,49 |
| n72 | Tronçon p59 | 74,47 | 0,01342 | 0,99 | 0,49 |
| n73 | Tronçon p61 | 66,1 | 0,01342 | 0,88 | 0,44 |
| n74 | Tronçon p63 | 65,29 | 0,01342 | 0,87 | 0,43 |
| n76 | Tronçon p22 | 72,79 | 0,01342 | 0,97 | 1,13 |
| | Tronçon p67 | 59,07 | 0,01342 | 0,79 | |
| | Tronçon p66 | 37,74 | 0,01342 | 0,50 | |
| n77 | Tronçon p67 | 59,07 | 0,01342 | 0,79 | 0,39 |
| n78 | Tronçon p69 | 195,2 | 0,01342 | 2,61 | 1,90 |
| | Tronçon p68 | 52,07 | 0,01342 | 0,69 | |
| | Tronçon p70 | 37 | 0,01342 | 0,49 | |

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

| les nœuds | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n79 | Tronçon p71 | 64,33 | 0,01342 | 0,86 | 1,15 |
| | Tronçon p23 | 70,73 | 0,01342 | 0,94 | |
| | Tronçon p70 | 37 | 0,01342 | 0,49 | |
| n80 | Tronçon p71 | 64,33 | 0,01342 | 0,86 | 0,43 |
| n81 | Tronçon p72 | 192 | 0,01342 | 2,57664 | 3,53 |
| | Tronçon p73 | 297,7 | 0,01342 | 3,99 | |
| | Tronçon p66 | 37,74 | 0,01342 | 0,50 | |
| n82 | Tronçon p75 | 36,23 | 0,01342 | 0,48 | 0,24 |

**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 | | Longueur | qs | Qr | Qn |
|---|---|---|---|---|---|
| | ID Arc | m | l/s/ml | l/s | l/s |
| n10 | Tronçon p5 | 34,49 | 0,002212 | 0,07 | 0,038 |
| n11 | Tronçon p43 | 244 | 0,002212 | 0,54 | 0,70 |
| | Tronçon p79 | 334,75 | 0,002212 | 0,74 | |
| | Tronçon p26 | 61,4 | 0,002212 | 0,13 | |
| n12 | Tronçon p26 | 61,4 | 0,002212 | 0,13 | 0,27 |
| | Tronçon p77 | 29,75 | 0,002212 | 0,06 | |
| | Tronçon p40 | 161,8 | 0,002212 | 0,35 | |
| n13 | Tronçon p43 | 244 | 0,002212 | 0,53 | 0,48 |
| | Tronçon p44 | 39,53 | 0,002212 | 0,08 | |
| | Tronçon p7 | 159,5 | 0,002212 | 0,34 | |
| n14 | Tronçon p7 | 159,5 | 0,002212 | 0,35 | 0,17 |
| n15 | Tronçon p64 | 19,75 | 0,002212 | 0,04 | 0,12 |
| | Tronçon p80 | 34,51 | 0,002212 | 0,07 | |
| | Tronçon p8 | 59,12 | 0,002212 | 0,13 | |
| n16 | Tronçon p8 | 59,12 | 0,002212 | 0,13 | 0,06 |
| n17 | Tronçon p49 | 39,34 | 0,002212 | 0,08 | 0,15 |
| | Tronçon p9 | 96,38 | 0,002212 | 0,21 | |
| | Tronçon p50 | 2,743 | 0,002212 | 0,01 | |

**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 |
| n18 | Tronçon p9 | 96,38 | 0,002212 | 0,21 | 0,10 |
| n19 | Tronçon p50 | 2,743 | 0,002212 | 0,01 | 0,17 |
| | Tronçon p10 | 105,6 | 0,002212 | 0,23 | |
| | Tronçon p51 | 48,45 | 0,002212 | 0,10 | |
| n20 | Tronçon p10 | 105,6 | 0,002212 | 0,23 | 0,12 |
| n21 | Tronçon p79 | 334,76 | 0,002212 | 0,74 | 0,55 |
| | Tronçon p78 | 142,95 | 0,002212 | 0,3 | |
| | Tronçon p11 | 21,93 | 0,002212 | 0,04 | |
| n22 | Tronçon p11 | 21,93 | 0,002212 | 0,04 | 0,02 |
| n23 | Tronçon p78 | 142,95 | 0,002212 | 0,31 | 0,22 |
| | Tronçon p77 | 29,75 | 0,002212 | 0,06 | |
| | Tronçon p12 | 32,58 | 0,002212 | 0,07 | |
| n24 | Tronçon p12 | 32,58 | 0,002212 | 0,07 | 0,03 |
| n25 | Tronçon p60 | 26,53 | 0,002212 | 0,05 | 0,18 |
| | Tronçon p61 | 66,1 | 0,002212 | 0,14 | |
| | Tronçon p13 | 75,15 | 0,002212 | 0,16 | |
| n26 | Tronçon p13 | 75,15 | 0,002212 | 0,16 | 0,08 |
| n27 | Tronçon p62 | 44,27 | 0,002212 | 0,09 | 0,19 |
| | Tronçon p63 | 65,29 | 0,002212 | 0,14 | |
| | Tronçon p14 | 69,87 | 0,002212 | 0,15 | |

**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 p14 | 69,87 | 0,002212 | 0,15 | 0,07 |
| n29 | Tronçon p74 | 30,02 | 0,002212 | 0,06 | 0,11 |
| | Tronçon p15 | 41,14 | 0,002212 | 0,09 | |
| | Tronçon p75 | 36,23 | 0,002212 | 0,08 | |
| n30 | Tronçon p15 | 41,14 | 0,002212 | 0,09 | 0,04 |
| n31 | Tronçon p57 | 42,02 | 0,002212 | 0,09 | 0,20 |
| | Tronçon p56 | 73,05 | 0,002212 | 0,16 | |
| | Tronçon p16 | 74,2 | 0,002212 | 0,16 | |
| n32 | Tronçon p16 | 74,2 | 0,002212 | 0,16 | 0,08 |
| n33 | Tronçon p58 | 25,76 | 0,002212 | 0,05 | 0,19 |
| | Tronçon p59 | 74,47 | 0,002212 | 0,16 | |
| | Tronçon p17 | 75,43 | 0,002212 | 0,16 | |
| n34 | Tronçon p17 | 75,43 | 0,002212 | 0,16 | 0,08 |
| n35 | Tronçon p46 | 27,27 | 0,002212 | 0,06 | 0,11 |
| | Tronçon p47 | 36,26 | 0,002212 | 0,08 | |
| | Tronçon p18 | 44,22 | 0,002212 | 0,09 | |
| n36 | Tronçon p18 | 44,22 | 0,002212 | 0,09 | 0,04 |
| n38 | Tronçon p76 | 71,34 | 0,002212 | 0,15 | 0,07 |

**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 p20 | 83,37 | 0,002212 | 0,18 | 0,09 |
| n41 | Tronçon p37 | 73,56 | 0,002212 | 0,16 | 0,17 |
| | Tronçon p38 | 42,42 | 0,002212 | 0,09 | |
| | Tronçon p21 | 46,68 | 0,002212 | 0,10 | |
| n42 | Tronçon p21 | 46,68 | 0,002212 | 0,10 | 0,05 |
| n44 | Tronçon p22 | 72,79 | 0,002212 | 0,16 | 0,08 |
| n46 | Tronçon p23 | 70,73 | 0,002212 | 0,15 | 0,07 |
| n47 | Tronçon p68 | 52,07 | 0,002212 | 0,11 | 0,56 |
| | Tronçon p73 | 297,7 | 0,002212 | 0,65 | |
| | Tronçon 1 | 36 | 0.002212 | 0.08 | |
| | Tronçon p24 | 127,6 | 0,002212 | 0,28 | |
| n48 | Tronçon p25 | 227,3 | 0,002212 | 0,50 | 0,59 |
| | Tronçon p55 | 53,41 | 0,002212 | 0,11 | |
| | Tronçon p69 | 195,2 | 0,002212 | 0,43 | |
| | Tronçon p29 | 65,37 | 0,002212 | 0,14 | |
| n49 | Tronçon p25 | 65,37 | 0,002212 | 0,14 | 0,18 |
| | Tronçon p45 | 61,19 | 0,002212 | 0,13 | |
| | Tronçon p44 | 39,53 | 0,002212 | 0,08 | |

**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 |
| n50 | Tronçon p29 | 65,37 | 0,002212 | 0,14 | 0,10 |
| | Tronçon p27 | 6,884 | 0,002212 | 0,01 | |
| | Tronçon p30 | 23,43 | 0,002212 | 0,05 | |
| n51 | Tronçon p32 | 37,33 | 0,002212 | 0,08 | 0,08 |
| | Tronçon p27 | 6,884 | 0,002212 | 0,01 | |
| | Tronçon p28 | 35,68 | 0,002212 | 0,07 | |
| n52 | Tronçon p39 | 176,1 | 0,002212 | 0,38 | 0,37 |
| | Tronçon p28 | 35,68 | 0,002212 | 0,07 | |
| | Tronçon p34 | 126,1 | 0,002212 | 0,27 | |
| n53 | Tronçon p30 | 23,43 | 0,002212 | 0,05 | 0,18 |
| | Tronçon p76 | 71,34 | 0,002212 | 0,15 | |
| | Tronçon p31 | 74,65 | 0,002212 | 0,16 | |
| n54 | Tronçon p31 | 74,65 | 0,002212 | 0,16 | 0,08 |
| n55 | Tronçon p32 | 37,33 | 0,002212 | 0,08 | 0,21 |
| | Tronçon p33 | 73,71 | 0,002212 | 0,16 | |
| | Tronçon p20 | 83,37 | 0,002212 | 0,18 | |
| n56 | Tronçon p33 | 73,71 | 0,002212 | 0,16 | 0,08 |
| n57 | Tronçon p34 | 126,1 | 0,002212 | 0,27 | 0,31 |
| | Tronçon p35 | 84,61 | 0,002212 | 0,18 | |
| | Tronçon p37 | 73,56 | 0,002212 | 0,16 | |

**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 |
| n58 | Tronçon p38 | 42,42 | 0,002212 | 0,09 | 0,04 |
| n59 | Tronçon p40 | 161,8 | 0,002212 | 0,35 | 0,41 |
| | Tronçon p41 | 33,76 | 0,002212 | 0,07 | |
| | Tronçon p39 | 176,1 | 0,002212 | 0,38 | |
| n60 | Tronçon p42 | 39,93 | 0,002212 | 0,08 | 0,04 |
| n63 | Tronçon p47 | 36,26 | 0,002212 | 0,08 | 0,04 |
| n64 | Tronçon p48 | 103,3 | 0,002212 | 0,22 | 0,16 |
| | Tronçon p74 | 30,02 | 0,002212 | 0,06 | |
| | Tronçon p64 | 19,75 | 0,002212 | 0,04 | |
| n65 | Tronçon p81 | 24,73 | 0,002212 | 0,05 | 0,17 |
| | Tronçon p48 | 103,3 | 0,002212 | 0,22 | |
| | Tronçon p46 | 27,27 | 0,002212 | 0,06 | |
| n66 | Tronçon p65 | 290,7 | 0,002212 | 0,64 | 0,57 |
| | Tronçon p72 | 192 | 0,002212 | 0,42 | |
| | Tronçon p49 | 39,34 | 0,002212 | 0,08 | |
| n67 | Tronçon p62 | 44,27 | 0,002212 | 0,09 | 0,10 |
| | Tronçon p52 | 1,359 | 0,002212 | 0,01 | |
| | Tronçon p51 | 48,45 | 0,002212 | 0,10 | |
| n68 | Tronçon p52 | 1,359 | 0,002212 | 0,01 | 0,14 |
| | Tronçon p53 | 101,2 | 0,002212 | 0,22 | |
| | Tronçon p60 | 26,53 | 0,002212 | 0,05 | |

**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 |
| n69 | Tronçon p53 | 101,2 | 0,002212 | 0,22 | 0,14 |
| | Tronçon p58 | 25,76 | 0,002212 | 0,05 | |
| | Tronçon p54 | 2,153 | 0,002212 | 0,01 | |
| n70 | Tronçon p54 | 2,153 | 0,002212 | 0,01 | 0,10 |
| | Tronçon p57 | 42,02 | 0,002212 | 0,09 | |
| | Tronçon p55 | 53,41 | 0,002212 | 0,11 | |
| n71 | Tronçon p56 | 73,05 | 0,002212 | 0,16 | 0,08 |
| n72 | Tronçon p59 | 74,47 | 0,002212 | 0,16 | 0,08 |
| n73 | Tronçon p61 | 66,1 | 0,002212 | 0,14 | 0,07 |
| n74 | Tronçon p63 | 65,29 | 0,002212 | 0,14 | 0,07 |
| n76 | Tronçon p22 | 72,79 | 0,002212 | 0,16 | 0,18 |
| | Tronçon p67 | 59,07 | 0,002212 | 0,13 | |
| | Tronçon p66 | 37,74 | 0,002212 | 0,08 | |
| n77 | Tronçon p67 | 59,07 | 0,002212 | 0,13 | 0,06 |
| n78 | Tronçon p69 | 195,2 | 0,002212 | 0,43 | 0,31 |
| | Tronçon p68 | 52,07 | 0,002212 | 0,11 | |
| | Tronçon p70 | 37 | 0,002212 | 0,08 | |

**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 |
| n79 | Tronçon p71 | 64,33 | 0,002212 | 0,14 | 0,19 |
| | Tronçon p23 | 70,73 | 0,002212 | 0,15 | |
| | Tronçon p70 | 37 | 0,002212 | 0,08 | |
| n80 | Tronçon p71 | 64,33 | 0,002212 | 0,14 | 0,07 |
| n81 | Tronçon p72 | 192 | 0,002212 | 0,42 | 0,58 |
| | Tronçon p73 | 297,7 | 0,002212 | 0,65 | |
| | Tronçon p66 | 37,74 | 0,002212 | 0,08 | |
| n82 | Tronçon p75 | 36,23 | 0,002212 | 0,08 | 0,04 |

**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) suite

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Noeud ID | m | LPS | mce |
| Noeud n42 | 81.50 | 0.31 | 52.18 |
| Noeud n44 | 88.95 | 0.49 | 46.32 |
| Noeud n46 | 92.22 | 0.47 | 47.12 |
| Noeud n47 | 89.77 | 3.44 | 50.00 |
| Noeud n48 | 90.24 | 3.63 | 45.61 |
| Noeud n49 | 86.69 | 1.11 | 46.83 |
| Noeud n50 | 87.50 | 0.64 | 48.27 |
| Noeud n51 | 87.96 | 0.54 | 47.82 |
| Noeud n52 | 84.13 | 2.27 | 51.71 |
| Noeud n53 | 86.23 | 1.14 | 49.05 |
| Noeud n54 | 84.06 | 0.50 | 50.83 |
| Noeud n55 | 87.96 | 1.30 | 46.85 |
| Noeud n56 | 88.20 | 0.49 | 46.24 |
| Noeud n57 | 81.26 | 1.91 | 55.70 |
| Noeud n58 | 80.85 | 0.28 | 52.85 |
| Noeud n59 | 81.77 | 2.49 | 51.64 |
| Noeud n60 | 82.04 | 0.27 | 50.43 |
| Noeud n63 | 88.30 | 0.24 | 44.50 |
| Noeud n64 | 89.49 | 1.03 | 44.32 |

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

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Noeud ID | m | LPS | mce |
| Noeud n65 | 87.72 | 1.04 | 45.84 |
| Noeud n66 | 92.02 | 3.50 | 43.62 |
| Noeud n67 | 92.40 | 0.63 | 42.84 |
| Noeud n68 | 92.31 | 0.87 | 42.93 |
| Noeud n69 | 85.80 | 0.87 | 49.54 |
| Noeud n70 | 85.95 | 0.65 | 49.40 |
| Noeud n71 | 89.12 | 0.49 | 44.87 |
| Noeud n72 | 86.90 | 0.50 | 47.49 |
| Noeud n73 | 90.86 | 0.44 | 43.56 |
| Noeud n74 | 89.91 | 0.44 | 44.12 |
| Noeud n76 | 92.10 | 1.14 | 43.52 |
| Noeud n77 | 92.00 | 0.40 | 43.42 |
| Noeud n78 | 83.22 | 1.91 | 56.12 |
| Noeud n79 | 80.51 | 1.15 | 58.83 |
| Noeud n80 | 86.02 | 0.43 | 53.07 |
| Noeud n81 | 92.74 | 3.54 | 45.13 |
| Noeud n82 | 89.20 | 0.24 | 43.80 |

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 | Demanda | Pressure |
|---|---|---|---|
| Noeud | m | LPS | m |
| Noeud n42 | 81.50 | 0.31 | 51.93 |
| Noeud n44 | 88.95 | 0.49 | 46.16 |
| Noeud n46 | 92.22 | 17.47 | 43.55 |
| Noeud n47 | 89.77 | 3.44 | 49.90 |
| Noeud n48 | 90.24 | 3.63 | 45.21 |
| Noeud n49 | 86.69 | 1.11 | 46.50 |
| Noeud n50 | 87.50 | 0.64 | 47.91 |
| Noeud n51 | 87.96 | 0.54 | 47.46 |
| Noeud n52 | 84.13 | 2.27 | 51.37 |
| Noeud n53 | 86.23 | 1.14 | 48.69 |
| Noeud n54 | 84.06 | 0.50 | 50.47 |
| Noeud n55 | 87.96 | 1.30 | 46.49 |
| Noeud n56 | 88.20 | 0.49 | 45.88 |
| Noeud n57 | 81.26 | 1.91 | 55.45 |
| Noeud n58 | 80.85 | 0.28 | 52.60 |
| Noeud n59 | 81.77 | 2.49 | 51.30 |
| Noeud n60 | 82.04 | 0.27 | 50.10 |
| Noeud n63 | 88.30 | 0.24 | 44.16 |
| Noeud n64 | 89.49 | 1.03 | 44.00 |

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

| | Altitude | Demanda | Pressure |
|---|---|---|---|
| Noeud | m | LPS | m |
| Noeud n65 | 87.72 | 1.04 | 45.51 |
| Noeud n66 | 92.02 | 3.50 | 43.35 |
| Noeud n67 | 92.40 | 0.63 | 42.51 |
| Noeud n68 | 92.31 | 0.87 | 42.60 |
| Noeud n69 | 85.80 | 0.87 | 49.19 |
| Noeud n70 | 85.95 | 0.65 | 49.04 |
| Noeud n71 | 89.12 | 0.49 | 44.51 |
| Noeud n72 | 86.90 | 0.50 | 47.13 |
| Noeud n73 | 90.86 | 0.44 | 43.23 |
| Noeud n74 | 89.91 | 0.44 | 43.79 |
| Noeud n76 | 92.10 | 1.14 | 43.36 |
| Noeud n77 | 92.00 | 0.40 | 43.26 |
| Noeud n78 | 83.22 | 1.91 | 55.48 |
| Noeud n79 | 80.51 | 1.15 | 57.73 |
| Noeud n80 | 86.02 | 0.43 | 51.97 |
| Noeud n81 | 92.74 | 3.54 | 44.97 |
| Noeud n82 | 89.20 | 0.24 | 43.48 |

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 |
|---|---|---|---|
| Noeud | m | LPS | m |
| Noeud n42 | 81,50 | 0.05 | 58.24 |
| Noeud n44 | 88,95 | 0.08 | 50.86 |
| Noeud n46 | 92,22 | 0.08 | 47.75 |
| Noeud n47 | 89,77 | 0.57 | 50.21 |
| Noeud n48 | 90,24 | 0.60 | 49.59 |
| Noeud n49 | 86,69 | 0.18 | 53.04 |
| Noeud n50 | 87,50 | 0.11 | 52.33 |
| Noeud n51 | 87,96 | 0.09 | 51.87 |
| Noeud n52 | 84,13 | 0.37 | 55.70 |
| Noeud n53 | 86,23 | 0.19 | 53.58 |
| Noeud n54 | 84,06 | 0.08 | 55.73 |
| Noeud n55 | 87,96 | 0.22 | 51.83 |
| Noeud n56 | 88,20 | 0.08 | 51.57 |
| Noeud n57 | 81,26 | 0.31 | 58.62 |
| Noeud n58 | 80,85 | 0.05 | 58.88 |
| Noeud n59 | 81,77 | 0.41 | 57.96 |
| Noeud n60 | 82,04 | 0.04 | 57.65 |
| Noeud n63 | 88,30 | 0.04 | 51.40 |
| Noeud n64 | 89,49 | 0.17 | 50.26 |

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

| | Altitude | Demande | Pression |
|---|---|---|---|
| Noeud | m | LPS | m |
| Noeud n65 | 87,72 | 0.17 | 52.02 |
| Noeud n66 | 92,02 | 0.58 | 47.80 |
| Noeud n67 | 92,40 | 0.10 | 47.40 |
| Noeud n68 | 92,31 | 0.14 | 47.49 |
| Noeud n69 | 85,80 | 0.14 | 54.01 |
| Noeud n70 | 85,95 | 0.11 | 53.86 |
| Noeud n71 | 89,12 | 0.08 | 50.64 |
| Noeud n72 | 86,90 | 0.08 | 52.88 |
| Noeud n73 | 90,86 | 0.07 | 48.91 |
| Noeud n74 | 89,91 | 0.07 | 49.84 |
| Noeud n76 | 92,10 | 0.19 | 47.71 |
| Noeud n77 | 92,00 | 0.07 | 47.81 |
| Noeud n78 | 83,22 | 0.31 | 56.75 |
| Noeud n79 | 80,51 | 0.19 | 59.46 |
| Noeud n80 | 86,02 | 0.07 | 53.94 |
| Noeud n81 | 92,74 | 0.58 | 47.17 |
| Noeud n82 | 89,20 | 0.04 | 50.51 |